

# Mécanique des sols I

---

- Chapitre I  
**Propriétés physiques des sols**
- Chapitre II  
**Hydraulique des sols**
- Chapitre III  
**Déformations des sols**
- **Chapitre IV**  
**Résistance au cisaillement des sols**



## Chapitre IV

# Résistance au cisaillement des sols

---

### Objectifs de ce chapitre

- Représenter les états de contraintes dans les sols
- Étudier la résistance au cisaillement des sols à partir d'essais en laboratoire
- Évaluer le comportement des sols à court et long terme

# Chapitre IV

## Résistance au cisaillement des sols

---

- 1- Notions élémentaires sur la rupture des sols
- 2- Rappels sur les contraintes - conventions
- 3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences
- 4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture
- 5- Remarques qualitatives

Problème de mécanique des sols

- tassements admissibles
- contraintes appliquées inférieures à la rupture

 *cisaillement*

1. Rupture des  
sols

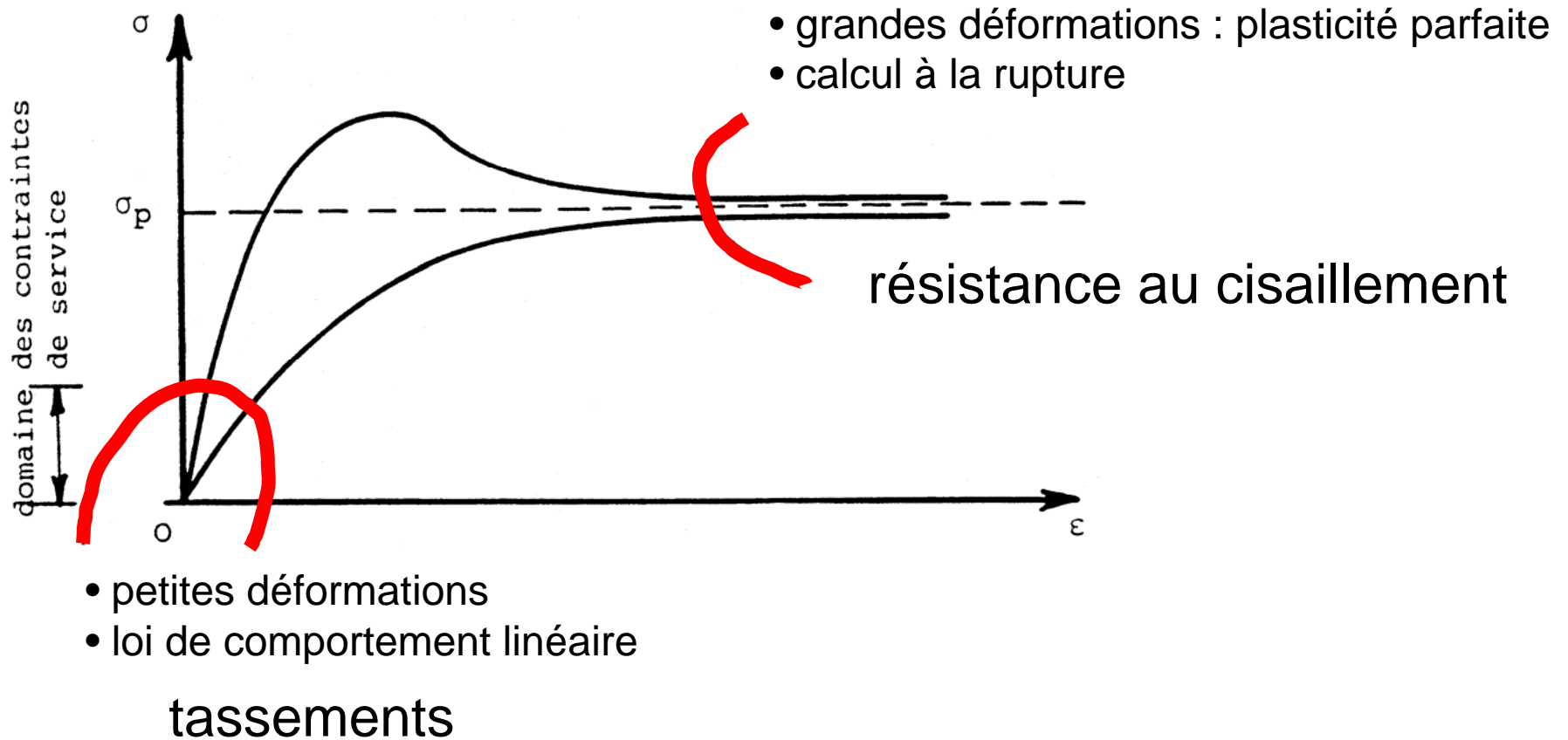
2. Rappels  
contraintes

3. Cercle de  
Mohr

4. Mesure au  
laboratoire

5. Remarques  
qualitatives

# 1- Notions élémentaires - rupture des sols



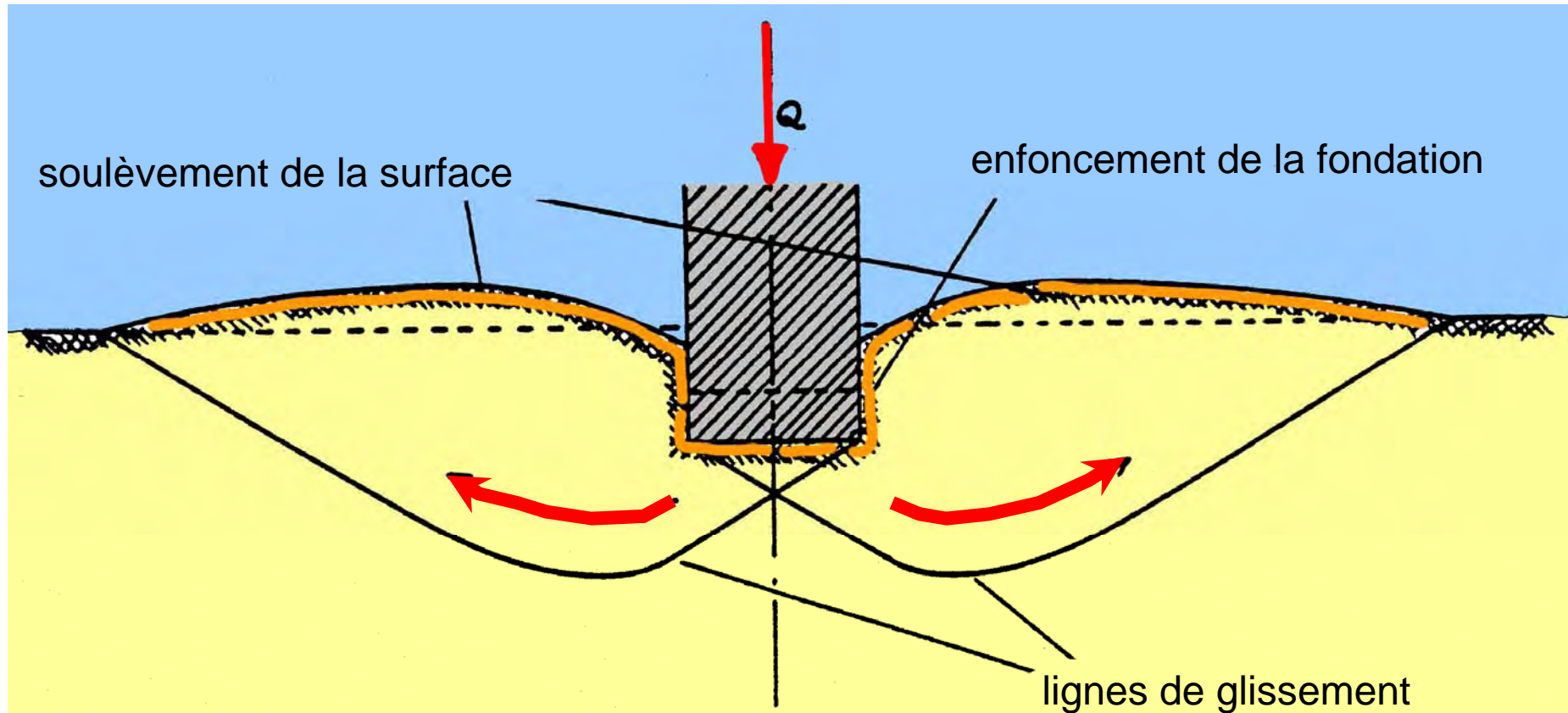
1. Rupture des sols

2. Rappels contraintes

3. Cercle de Mohr

4. Mesure au laboratoire

5. Remarques qualitatives



## Augmentation des contraintes jusqu'à la rupture

- glissement des particules de sol les unes par rapport aux autres
- mouvement relatif des grains sur des surfaces de glissement

↪  $\neq$  rupture des grains

## 2- Rappels contraintes - conventions

---

### 2.1 Distribution des contraintes autour d'un point

2.1.1 *Tenseur des contraintes*

2.1.2 *Représentation plane – cercle de Mohr*

2.1.3 *Problèmes à deux dimensions*

### 2.2 Équation de l'équilibre local

### 2.3 Conditions aux limites

Sol → matériau continu

- particules petites
- sols cohérents et saturés

*hypothèse de moins en moins valable pour les milieux granulaires*

→ mouvement relatif des grains (discontinuité de déplacement)

1. Rupture des  
sols

2. Rappels  
contraintes

3. Cercle de  
Mohr

4. Mesure au  
laboratoire

5. Remarques  
qualitatives

## 2.1 Distribution des contraintes autour d'un point

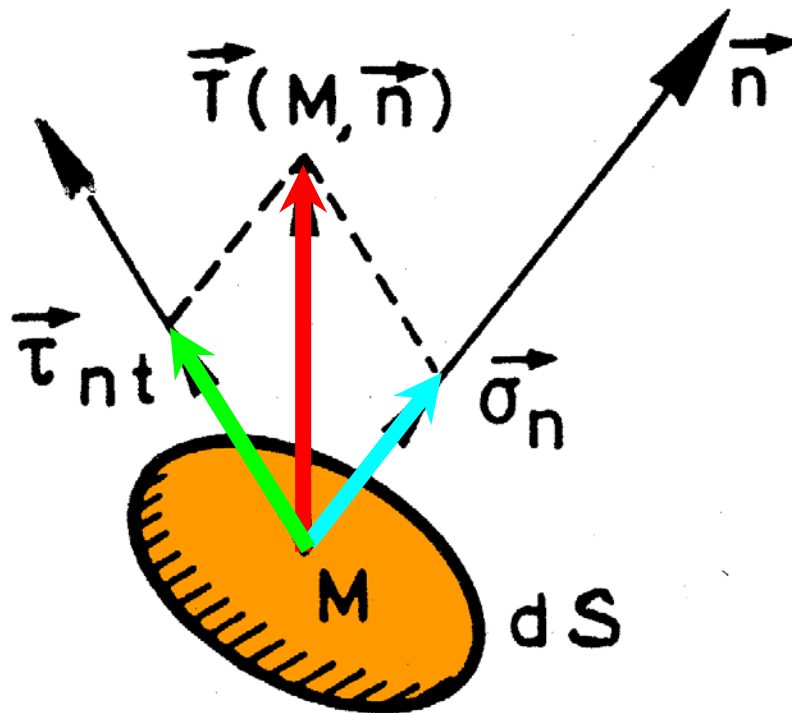
---

### 2.1.1 Tenseur des contraintes

- Vecteur contrainte  $\vec{T}(\mathbf{M}, \vec{n})$  en M sur une facette  $dS$

Décomposition en :

- contrainte normale suivant la normale  $\vec{n} \longrightarrow \vec{\sigma}_n$
- contrainte tangentielle suivant le plan de la facette  $\rightarrow \vec{\tau}_{nt}$



Convention de signe :

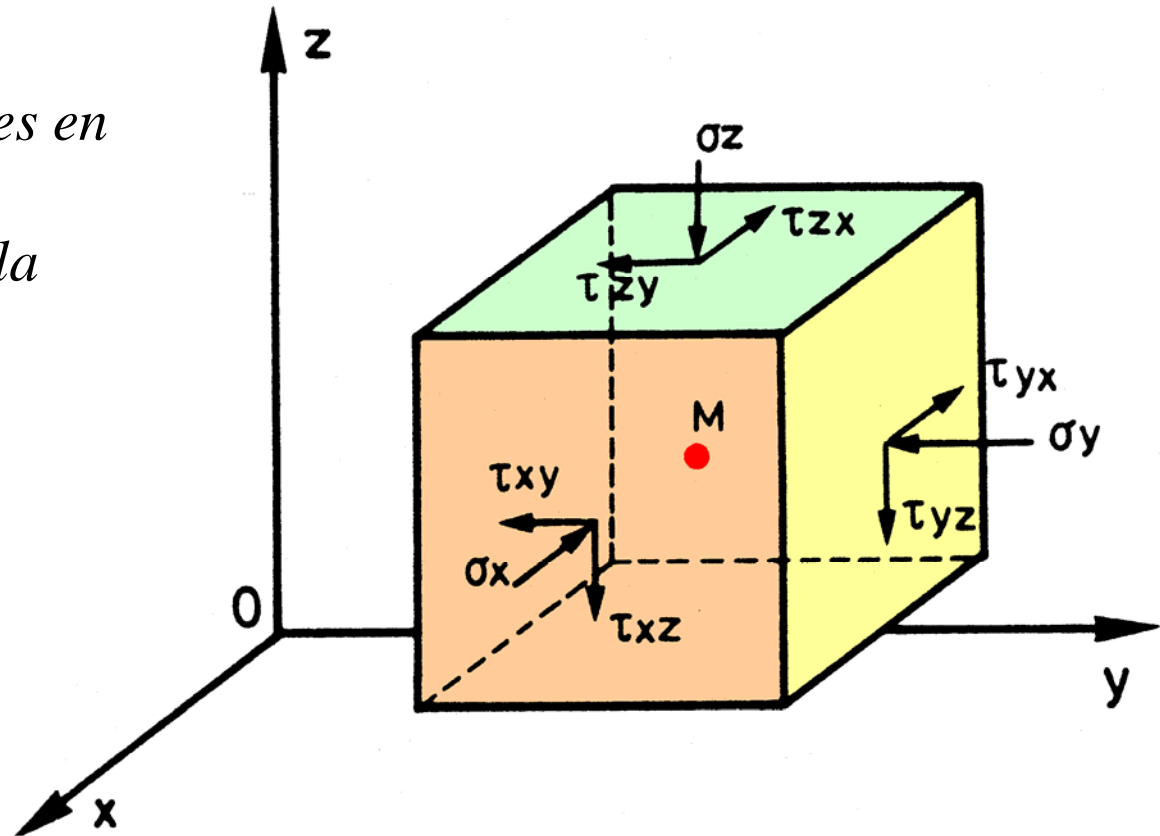
- normale rentrante
- contrainte de compression positive
- angles positifs dans le sens trigonométrique

- Tenseur des contraintes

- ensemble des contraintes en un point  $M$
- obtenues en donnant à la facette toutes les orientations possibles

$$(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix}$$

tenseur symétrique ↙

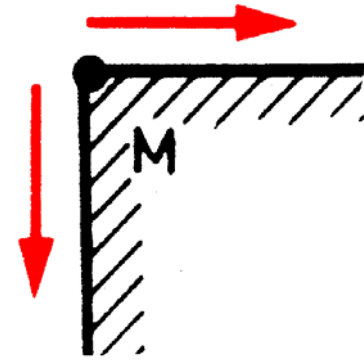
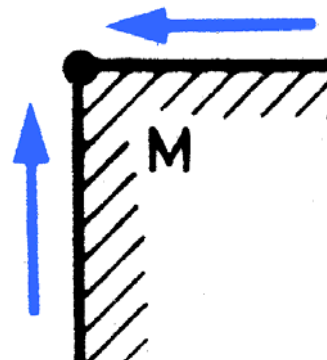


- Contraintes tangentielles

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy}$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz}$$





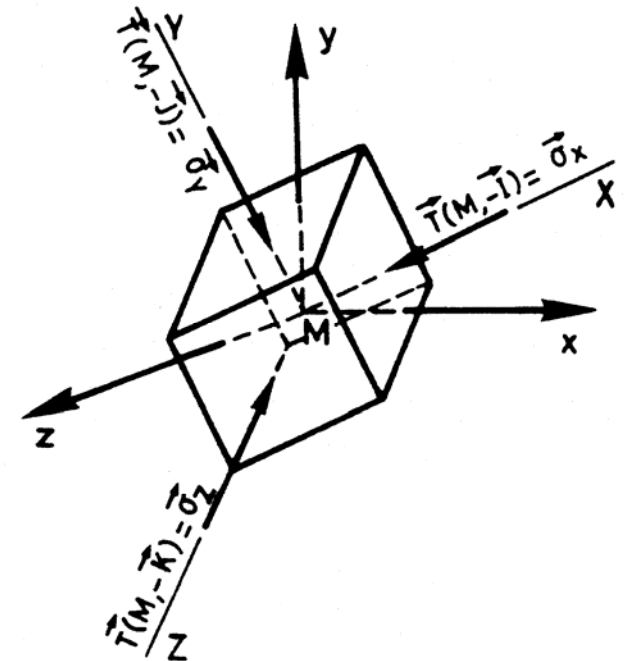
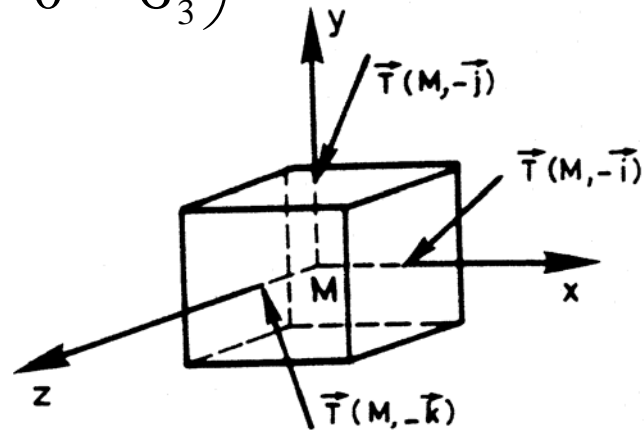
- Contraintes principales

Trois plans privilégiés pour lesquels  $\tau = 0$

- plans principaux
- directions principales
- contraintes principales majeure, intermédiaire, mineure

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

$$(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix}$$

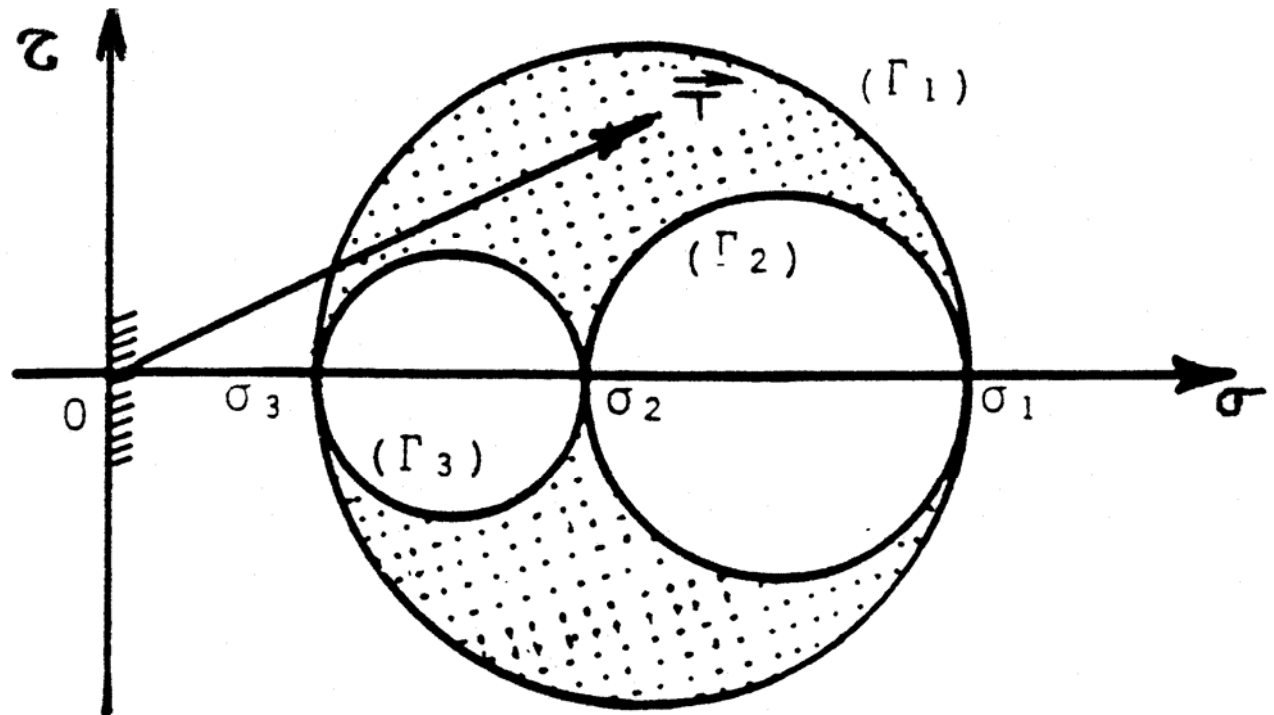


### 2.1.2 Représentation plane – cercle de Mohr

- pour l'étude de l'état de contrainte autour d'un point
- représentation des contraintes dans un système d'axes  $(\tau, \sigma)$ 
  - axe des abscisses confondu avec la normale à la facette  $\vec{O\sigma}$
  - axe des ordonnées confondu avec la composante tangentielle  $\vec{O\tau}$

↪ rotation de  $+\frac{\pi}{2}$  par rapport à  $\vec{O\sigma}$

- Lorsque la facette tourne autour de M, le point figuratif des contraintes décrit un cercle appelé cercle de Mohr
- En 3D, apparition de 3 cercles délimités par  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$

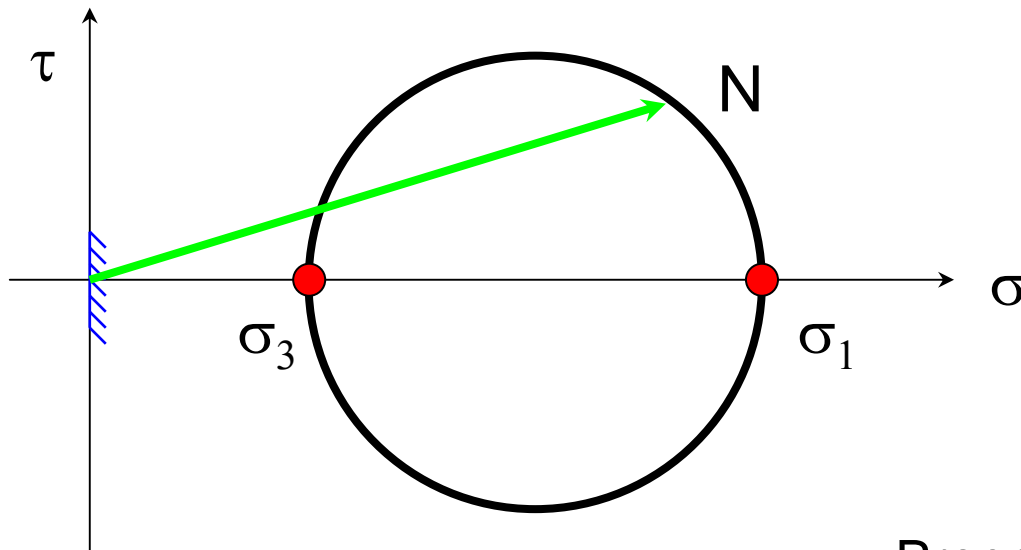


### 2.1.3 Problèmes à deux dimensions

- En MdS, la majorité des cas sont des problèmes en 2D
  - *symétrie de révolution : fondation circulaire, pieux*
  - *géométrie constante dans une direction : talus, remblai, semelle filante, mur*
- Réduction de la représentation graphique de Mohr à 1 seul cercle

*plan perpendiculaire à  $\sigma_2$*

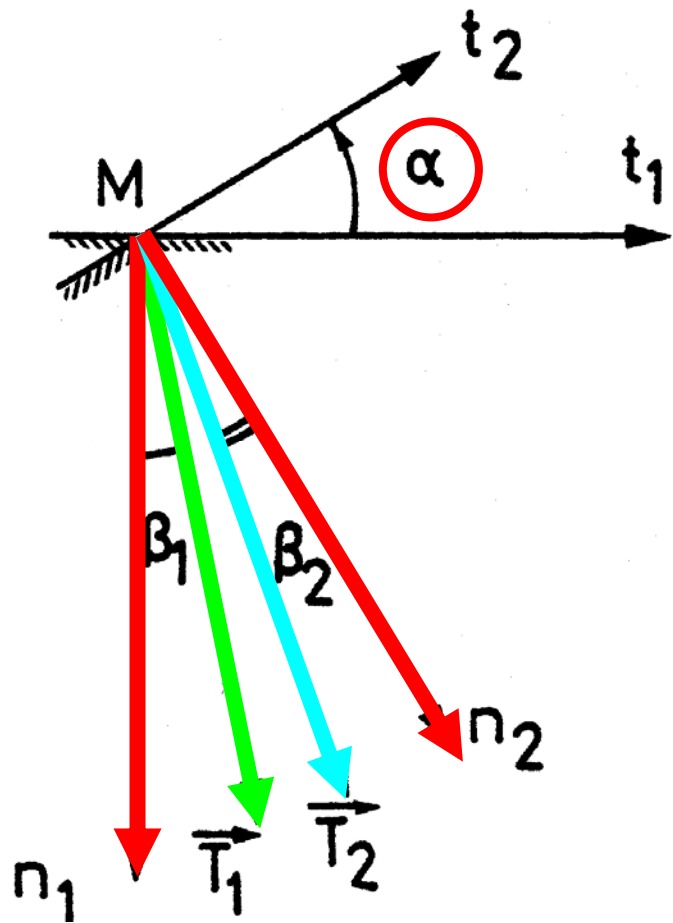
- Le plan étudié contient  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$



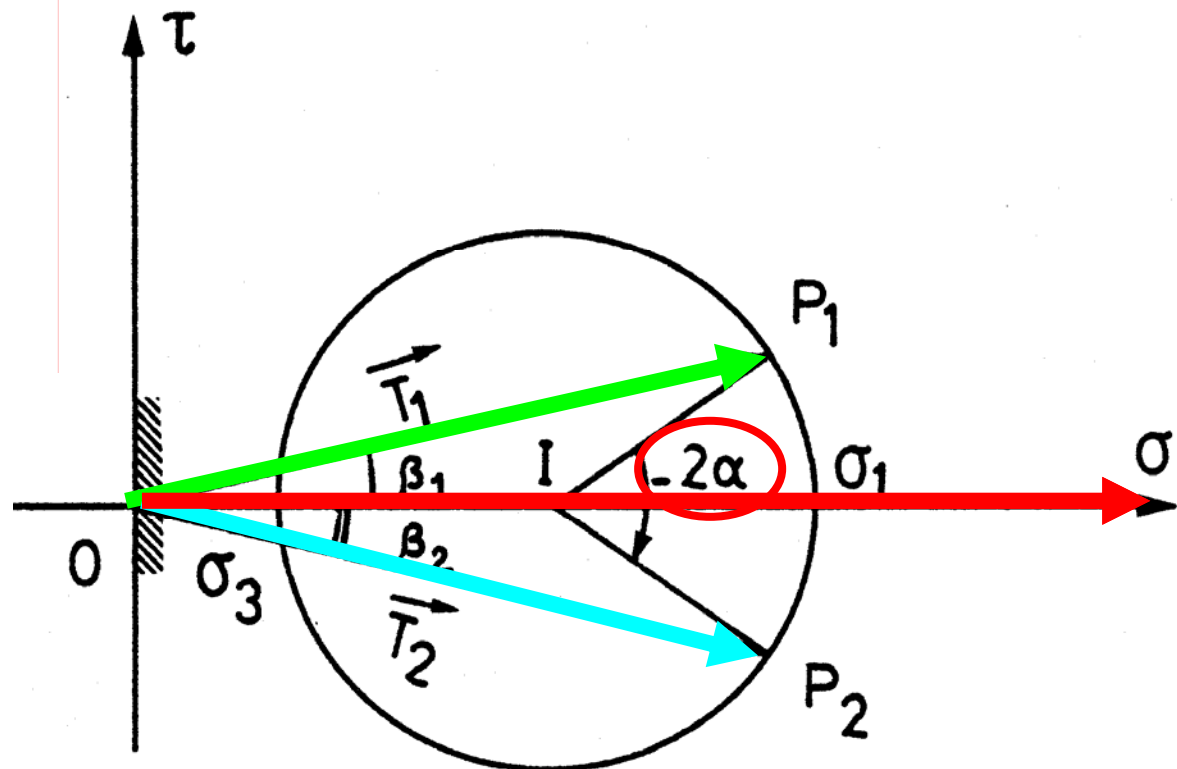
*Pour un état de contrainte donné, lorsque la facette tourne autour de  $M$ , les contraintes sont représentées par un point  $N$  sur le cercle de Mohr*

- Propriété importante des cercles de Mohr

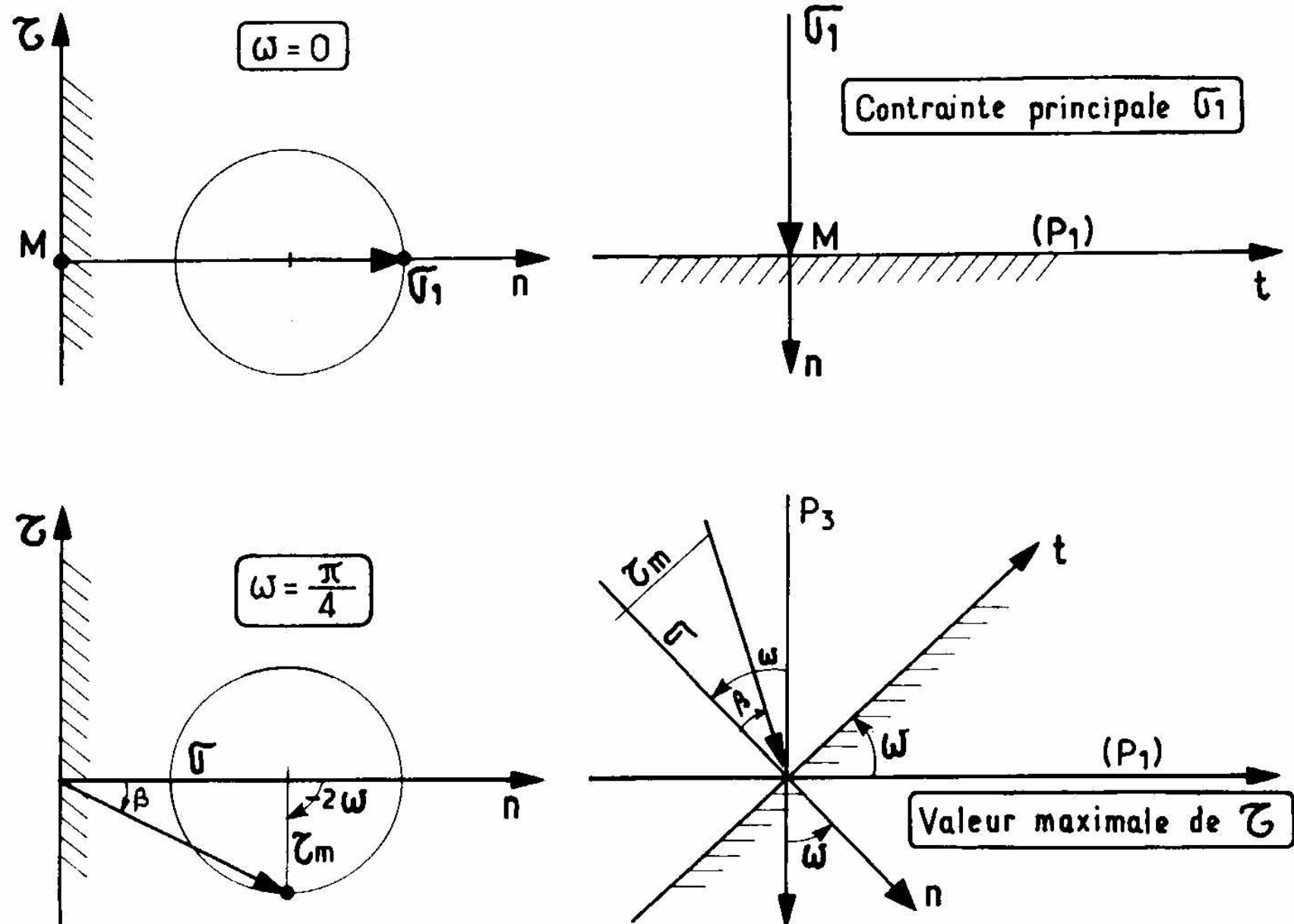
*Lorsqu'une facette tourne autour du point  $M$ , le point  $N$  représentatif des contraintes sur le cercle de Mohr tourne en sens inverse à une vitesse angulaire double*



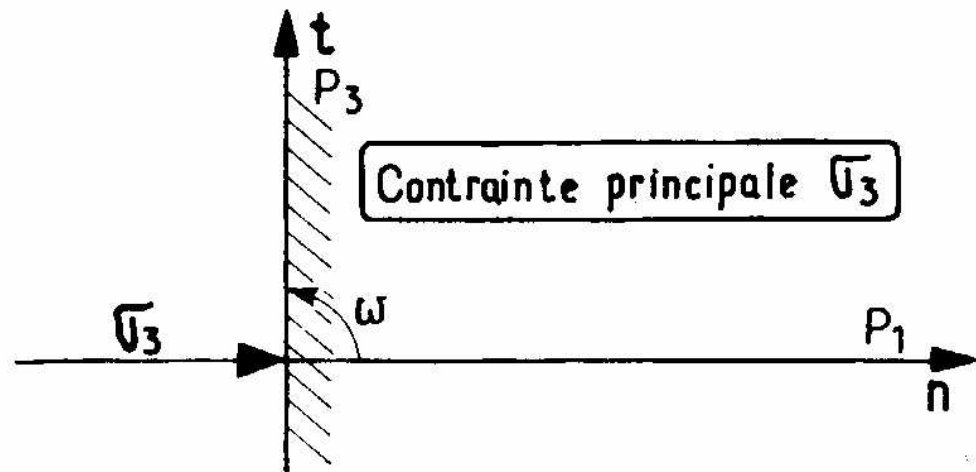
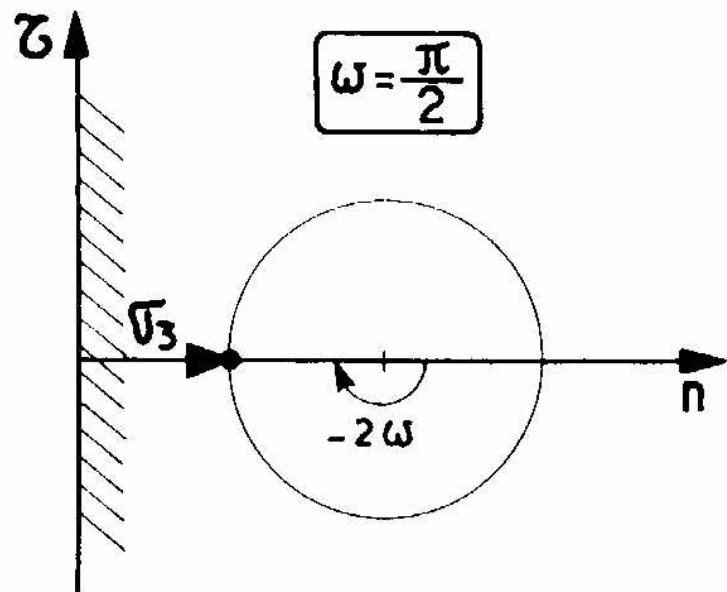
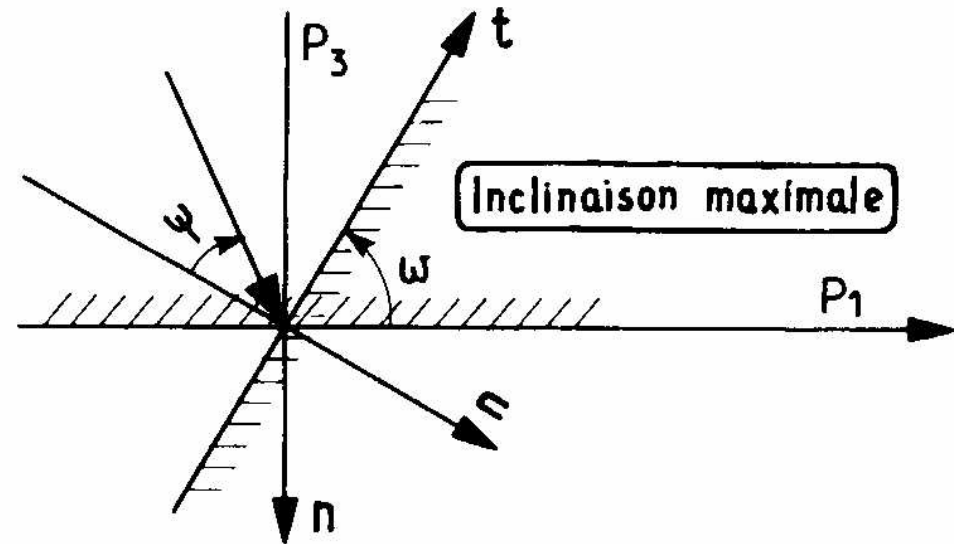
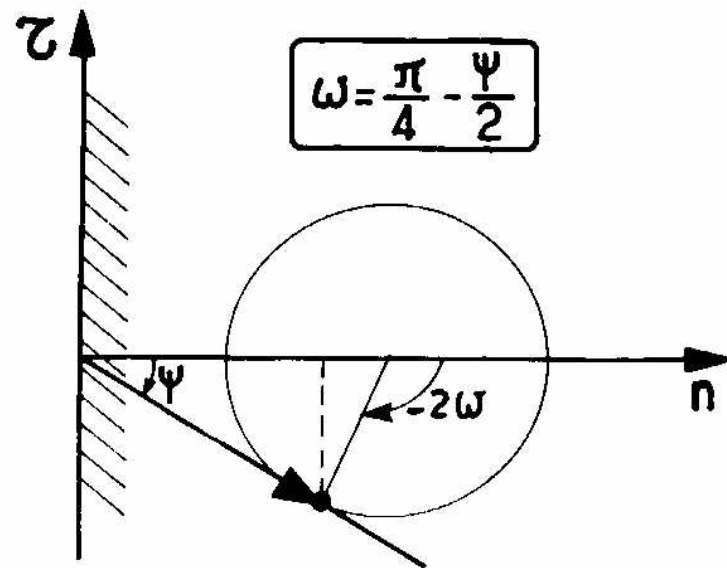
- vecteur  $T_1$  → angle  $\beta_1$  par rapport à  $n_1$
- plan physique : rotation de la facette de  $+\alpha$   
→ rotation de  $-2\alpha$  dans le plan de Mohr
- vecteur  $T_2$  → angle  $-\beta_2$  par rapport à  $n_2$



- Exemples de différents états de contraintes caractéristiques




- Exemples de différents états de contraintes caractéristiques (suite)



- Composantes normale et tangentielle d'une contrainte sur une facette donnée

A- cas le plus simple : repère principal connu

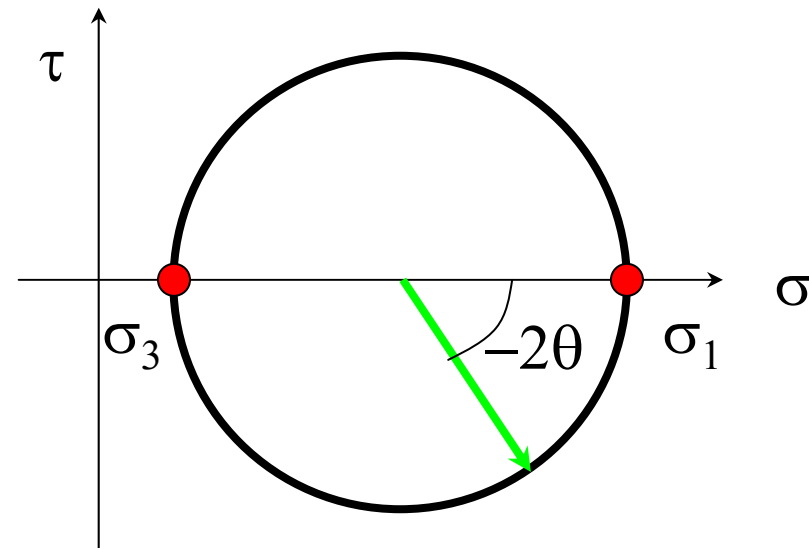
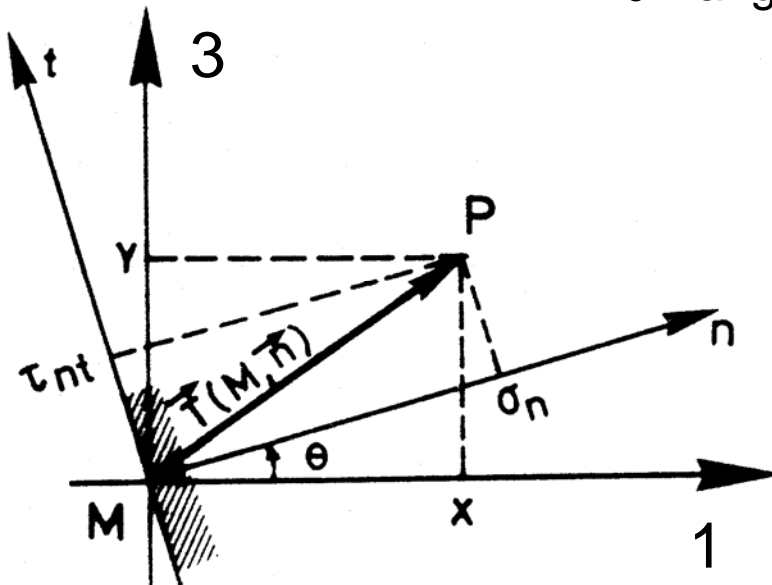
exemple : les sols

$\sigma_v = \sigma_1$   
 $\sigma_h = \sigma_3 \rightarrow$  

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(-2\theta)$$

$$\tau_{nt} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(-2\theta)$$

$\theta$  : angle entre la normale et la direction principale 1

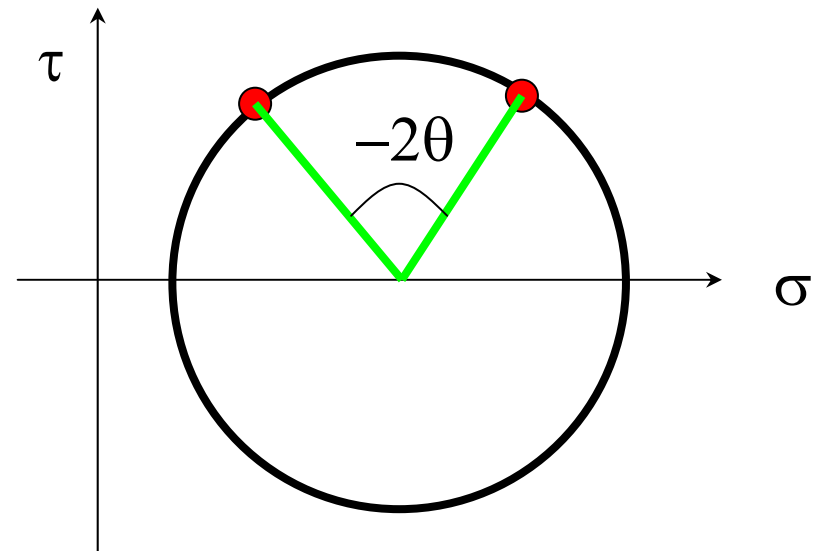
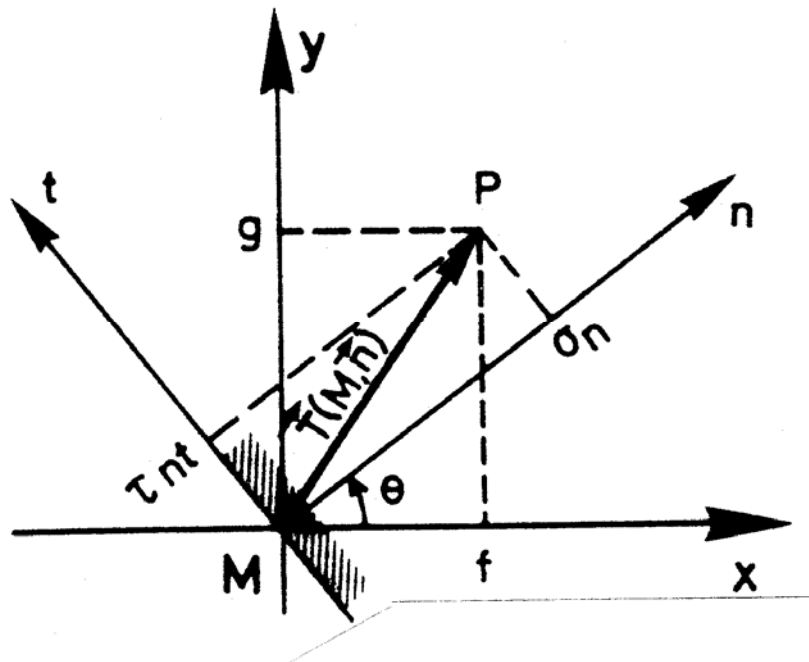


## B- cas général : repère quelconque

Contrainte normale et tangentielle sur une facette dont la normale fait un angle  $\theta$  par rapport à  $x$

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

$$\tau_{nt} = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$





- Détermination des contraintes et directions principales

Méthode 1  $\tau_{nt} = 0$  on trouve donc les directions principales

$$\tan 2\theta = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\tan 2\theta = \frac{\mathbf{a}}{\mathbf{b}}$$

avec

$$\begin{cases} \mathbf{a} = \tau_{xy} \\ \mathbf{b} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \end{cases}$$



$$\sigma_1 = \sigma_x \cos^2 \theta_1 + \sigma_y \sin^2 \theta_1 + 2\tau_{xy} \sin \theta_1 \cos \theta_1$$

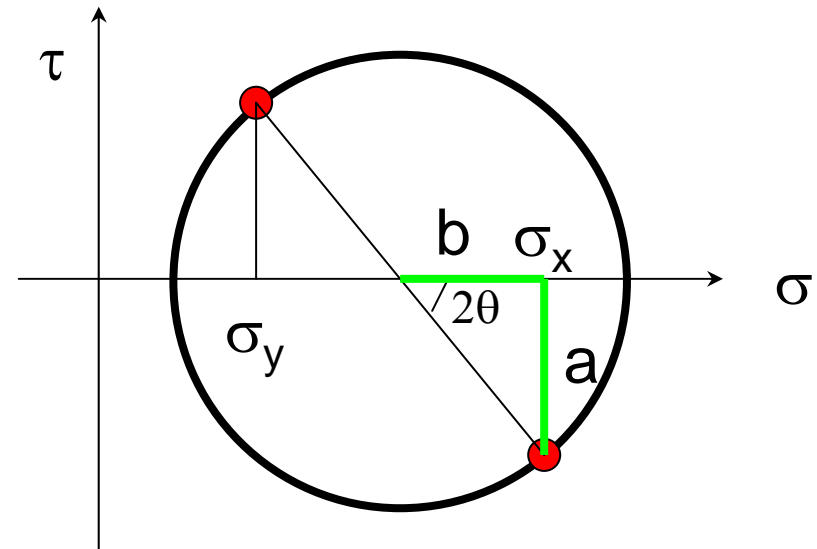
$$\sigma_3 = \sigma_x \cos^2 \theta_3 + \sigma_y \sin^2 \theta_3 + 2\tau_{xy} \sin \theta_3 \cos \theta_3$$

ou

$$\sigma_1 = \text{centre} + \text{rayon}$$

$$\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

$$\frac{\mathbf{a}}{\sin 2\theta}$$



Méthode 2      *diagonaliser la matrice*       $(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{pmatrix}$

- valeurs propres  $\rightarrow$  *contraintes principales*

$$\mathbf{det} \left| (\Sigma) - \lambda(\mathbf{I}) \right| = 0$$

- vecteurs propres  $\rightarrow$  *directions principales*

$$\vec{\mathbf{T}}(\mathbf{M}, \vec{\mathbf{n}}) = (\Sigma) \vec{\mathbf{n}} = \sigma_n \vec{\mathbf{n}}$$

## **2.2 Équation de l'équilibre local**

## **2.3 Conditions aux limites**

---

à lire

# 3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences

---

3.1 Notion de courbe intrinsèque

3.2 Critère de Coulomb

3.3 Lignes de glissement

3.4 Relations entre contraintes principales  
au moment de la rupture

3.5 Théorème des états correspondants

1. Rupture des  
sols

2. Rappels  
contraintes

3. Cercle de  
Mohr

4. Mesure au  
laboratoire

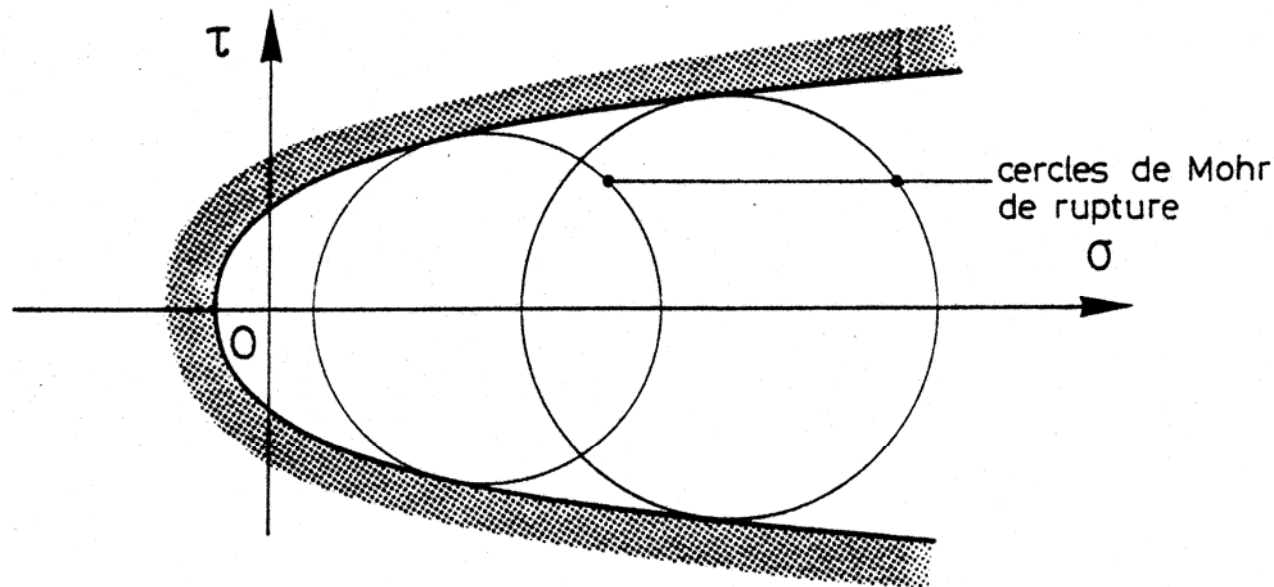
5. Remarques  
qualitatives

## 3.1 Notion de courbe intrinsèque

- À partir du cercle de Mohr, on peut exprimer les contraintes dans un sol sur n'importe quelle facette
- Une utilisation possible → - étude de la stabilité et de la résistance d'un sol  
- courbe intrinsèque : limite d'écoulement des sols

séparation de la zone des états de contraintes possibles  
de la zone impossible à développer dans le sol

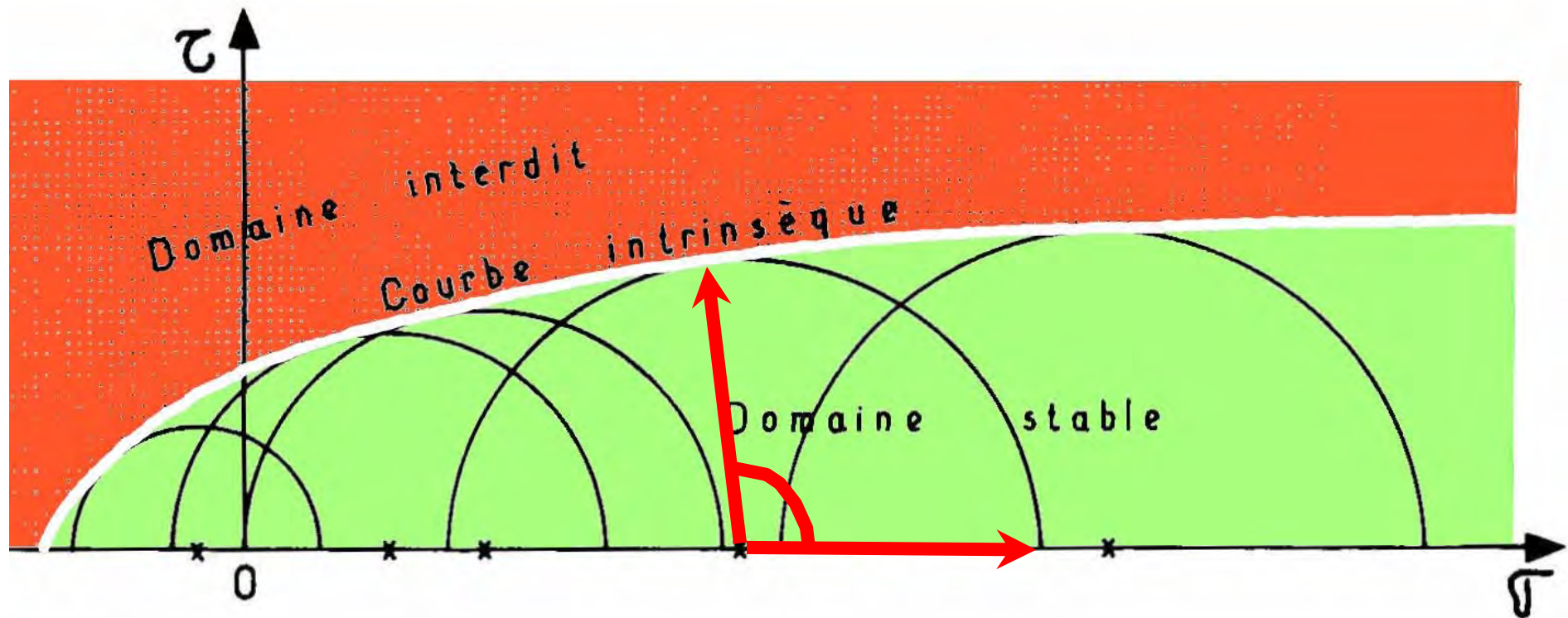
↪ *pcq l'écoulement ou la rupture se produit avant*



# Courbe intrinsèque

- Détermination expérimentale
- Cercle tangent à la courbe intrinsèque

➔ *écoulement par glissement suivant la direction qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe*



## 3.2 Critère de Coulomb

---

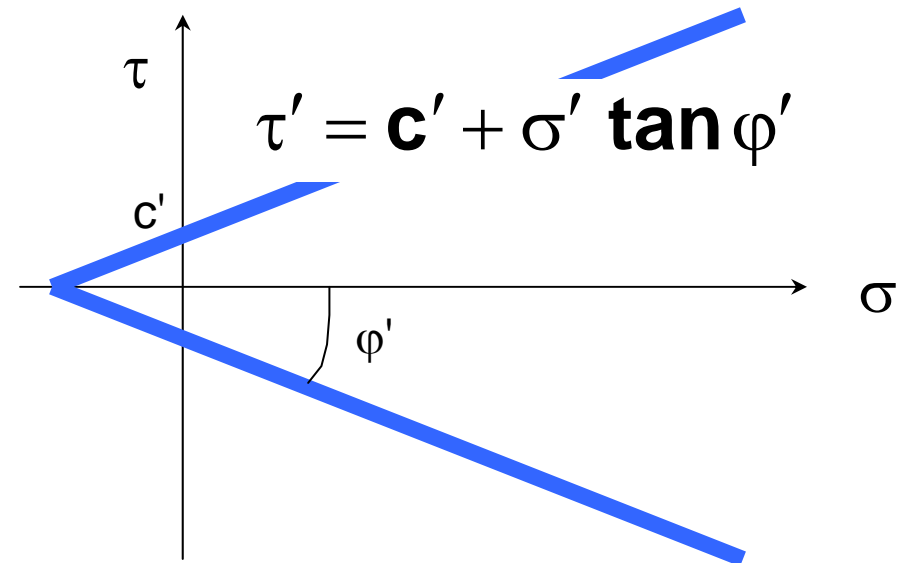
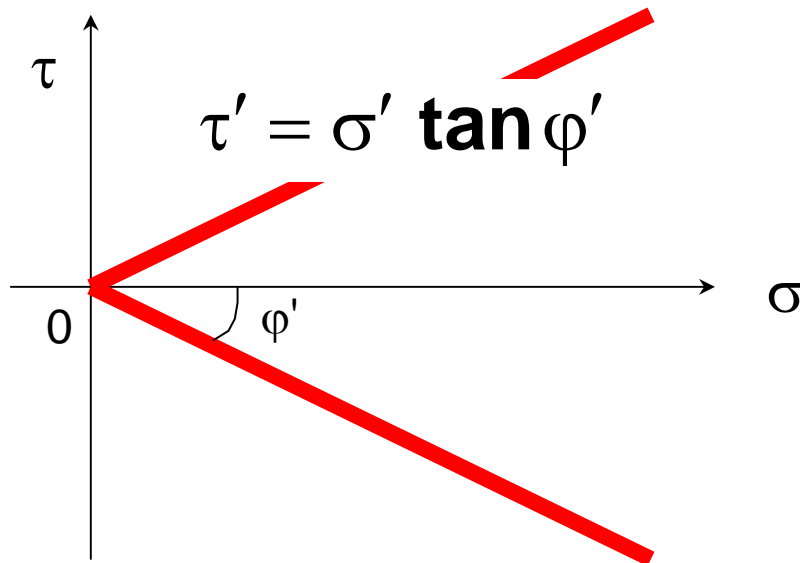
Expérimentalement, il a été montré que la courbe intrinsèque d'un sol :

- deux demi-droites symétriques par rapport à  $\overrightarrow{O\sigma}$

➔ *droites de Coulomb*  
*angle de frottement interne ( $\varphi$ )*

- sols pulvérulents : les droites passent par l'origine
- sols cohérents : existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle

➔ *cohésion ( $c$ )*

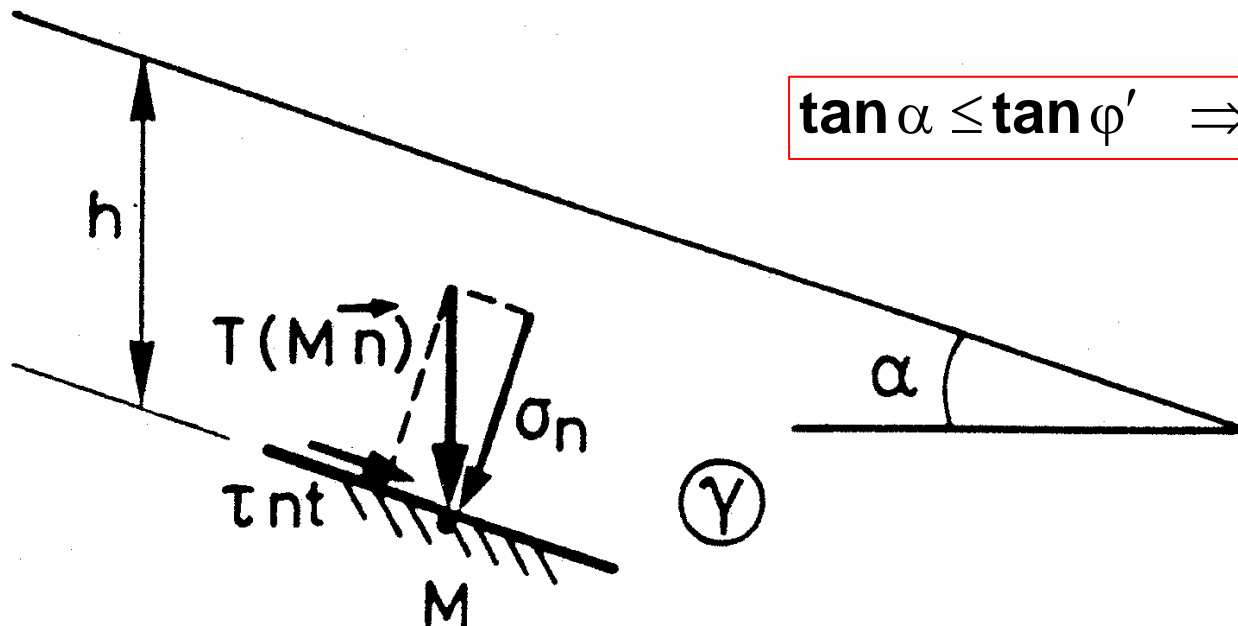


## Angle de talus naturel

- talus de sable sec formant un angle  $\alpha$

- à la profondeur  $h$ , sur une facette parallèle au talus  $\left| \begin{array}{l} \sigma'_n = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \\ \tau'_{nt} = \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha \cos \alpha \end{array} \right.$
- équilibre limite (limite de rupture ou de glissement)  $\tau'_{nt} = \tau'_{\max} = \sigma' \tan \varphi'$

$$\tau'_{nt} \leq \tau'_{\max} \Rightarrow \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha \cos \alpha \leq \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \tan \varphi'$$

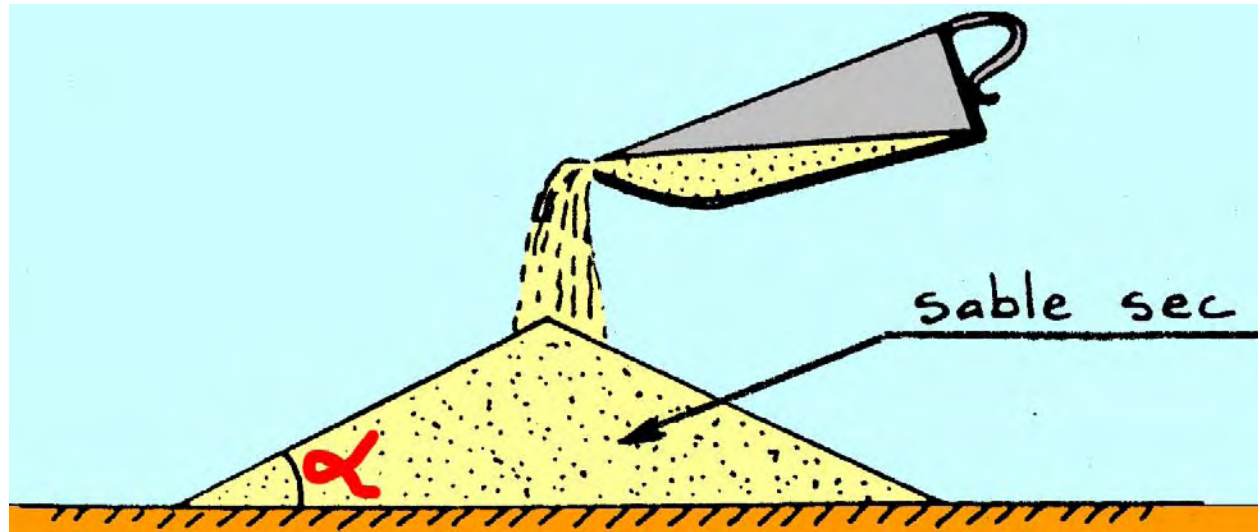


$$\tan \alpha \leq \tan \varphi' \Rightarrow \alpha \leq \varphi'$$

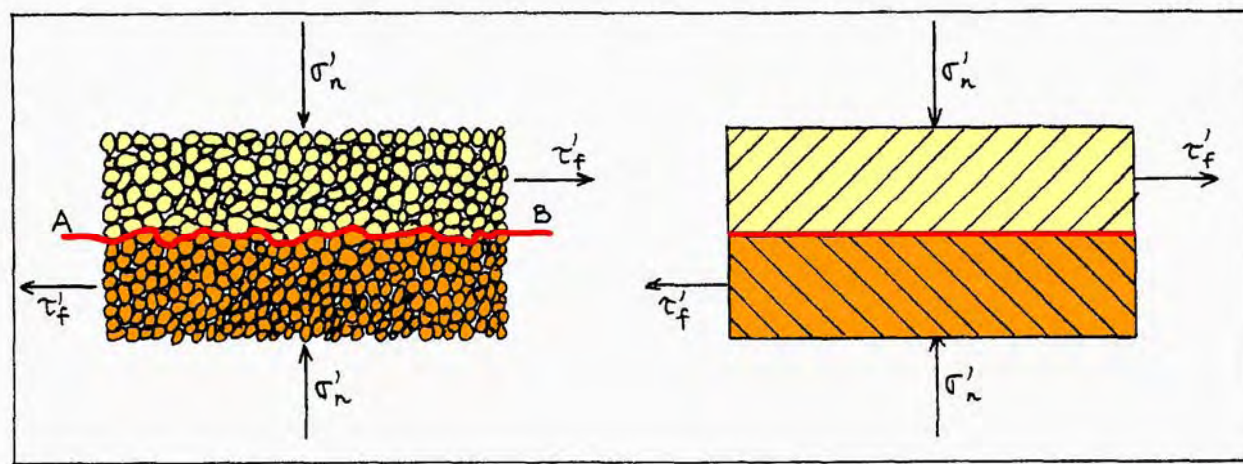


$\phi'$  est donc l'angle de talus naturel

➔ pente limite que prend un tas de sable avec le temps

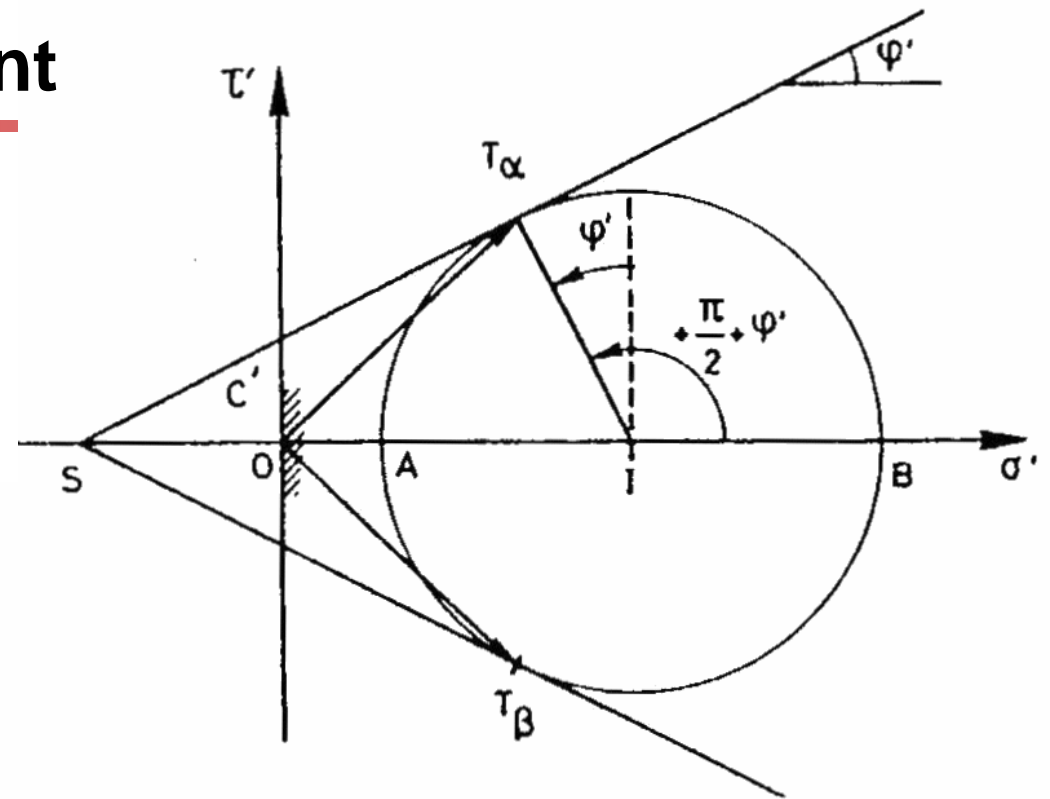


frottement interne assimilé au frottement entre deux solides

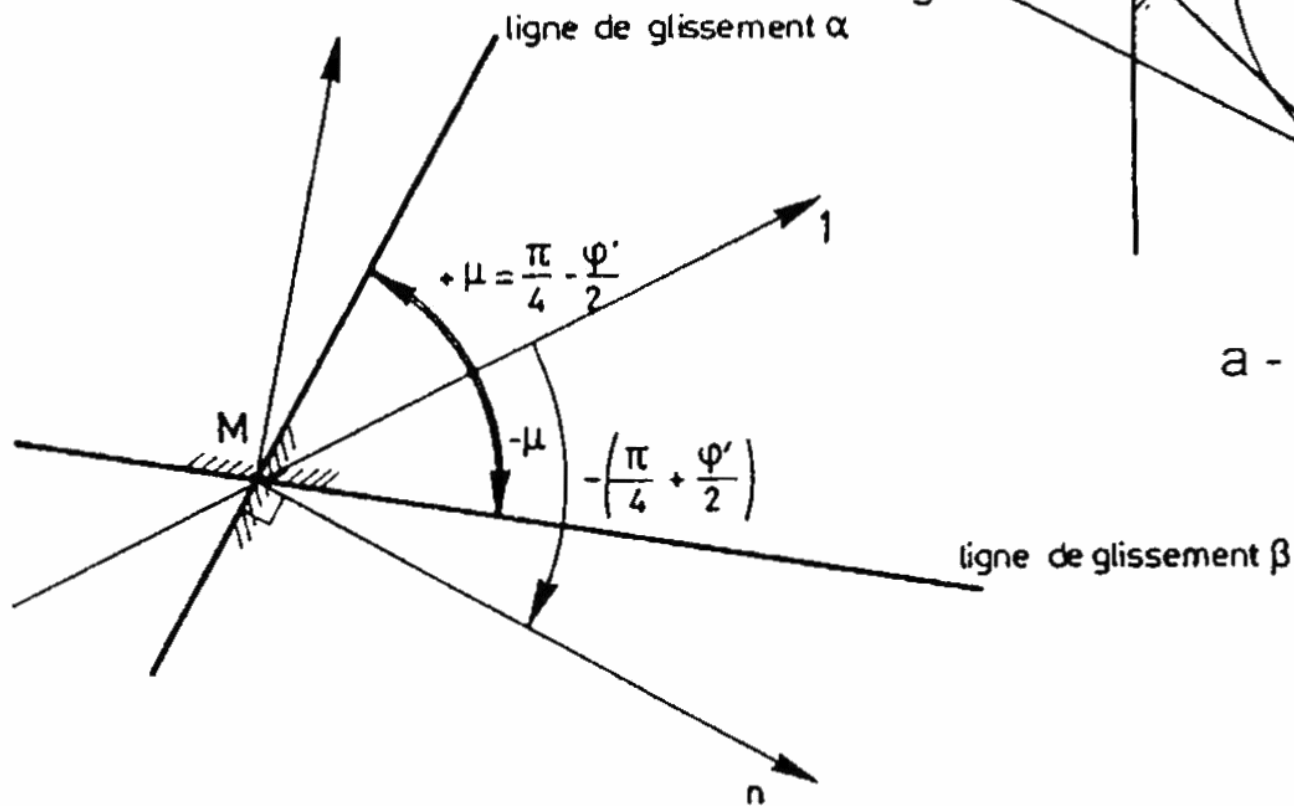


### 3.3 Lignes de glissement

Trace des plans de rupture



a - Plan de Mohr



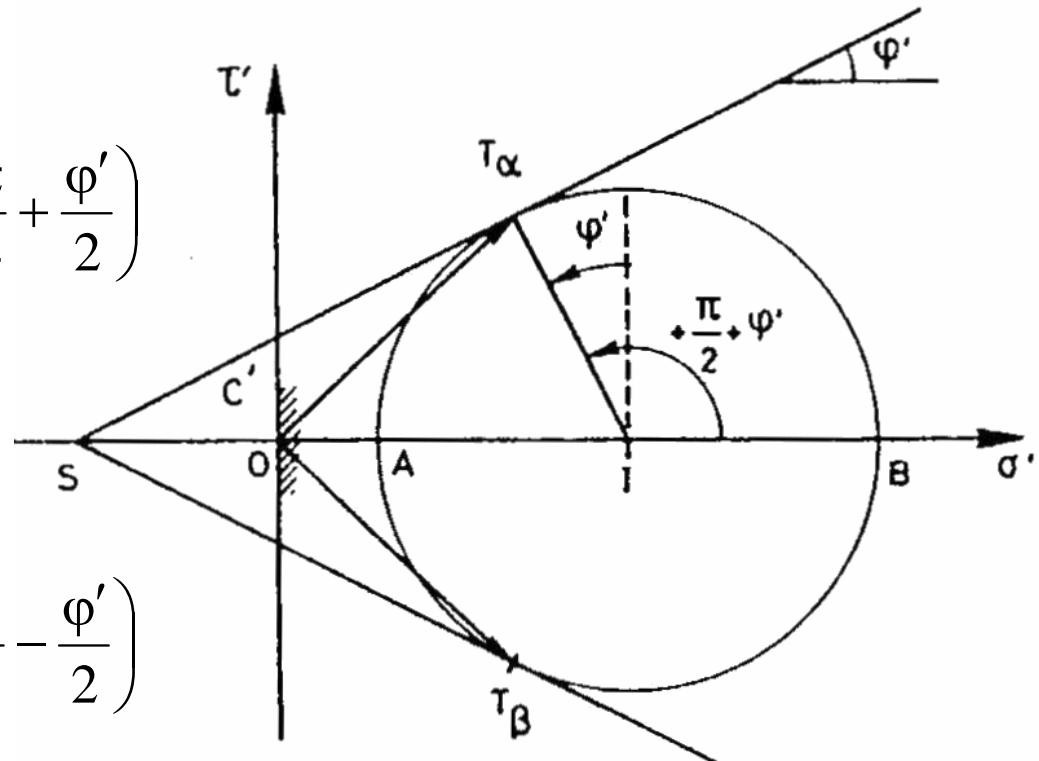
b - Plan physique

$$\pm \mu = \pm \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

## 3.4 Relations entre contraintes principales au moment de la rupture

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c' \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$



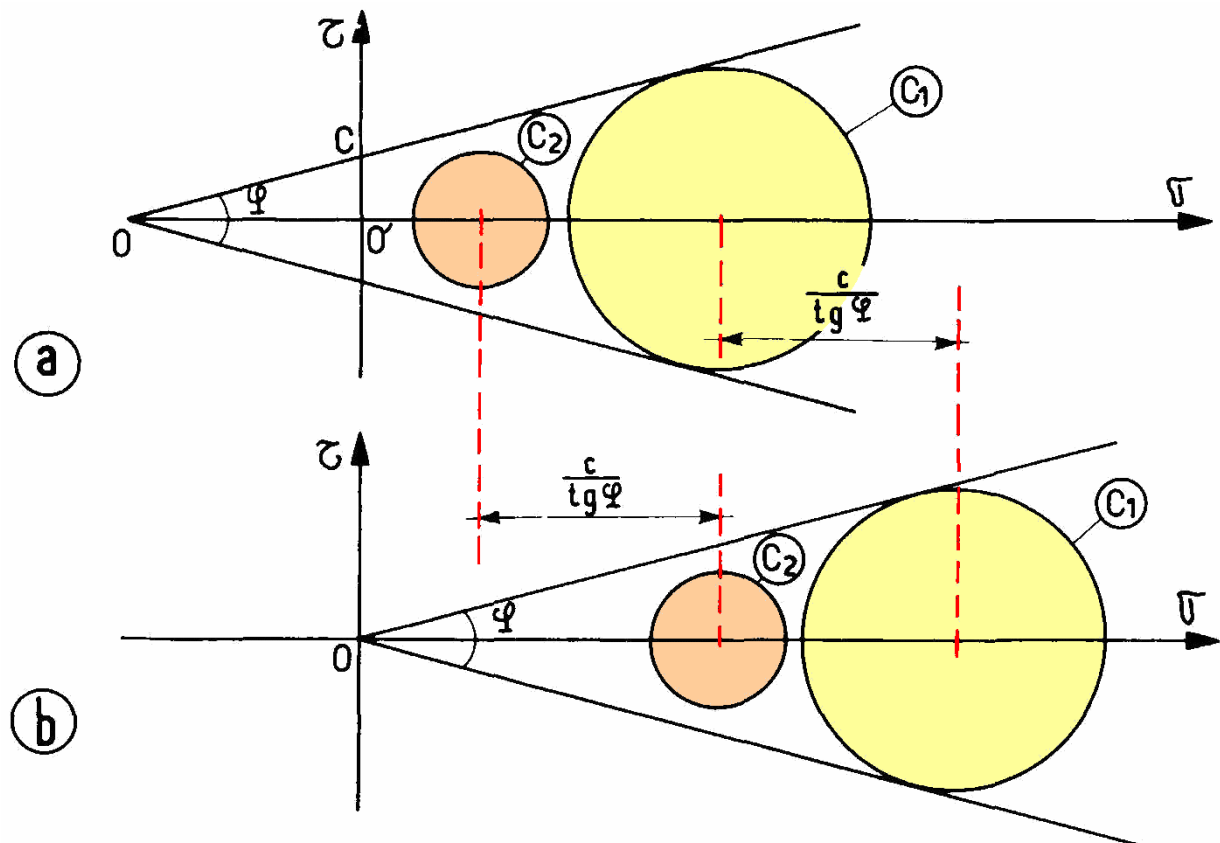
## 3.5 Théorème des états correspondants

- a : courbe intrinsèque d'un sol cohérent ( $c' \neq 0$  et  $\varphi \neq 0$ ) avec 2 cercles de Mohr  
 $C_1$  en équilibre limite  
 $C_2$  en équilibre surabondant (cercle pas en contact avec la C.I.)
- b : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent ( $c' = 0$  et  $\varphi \neq 0$ ) de même angle de frottement interne que le sol précédent

$C_1$  et  $C_2$   
 $\downarrow$   
 translation égale à

$$\overrightarrow{OO'} = \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

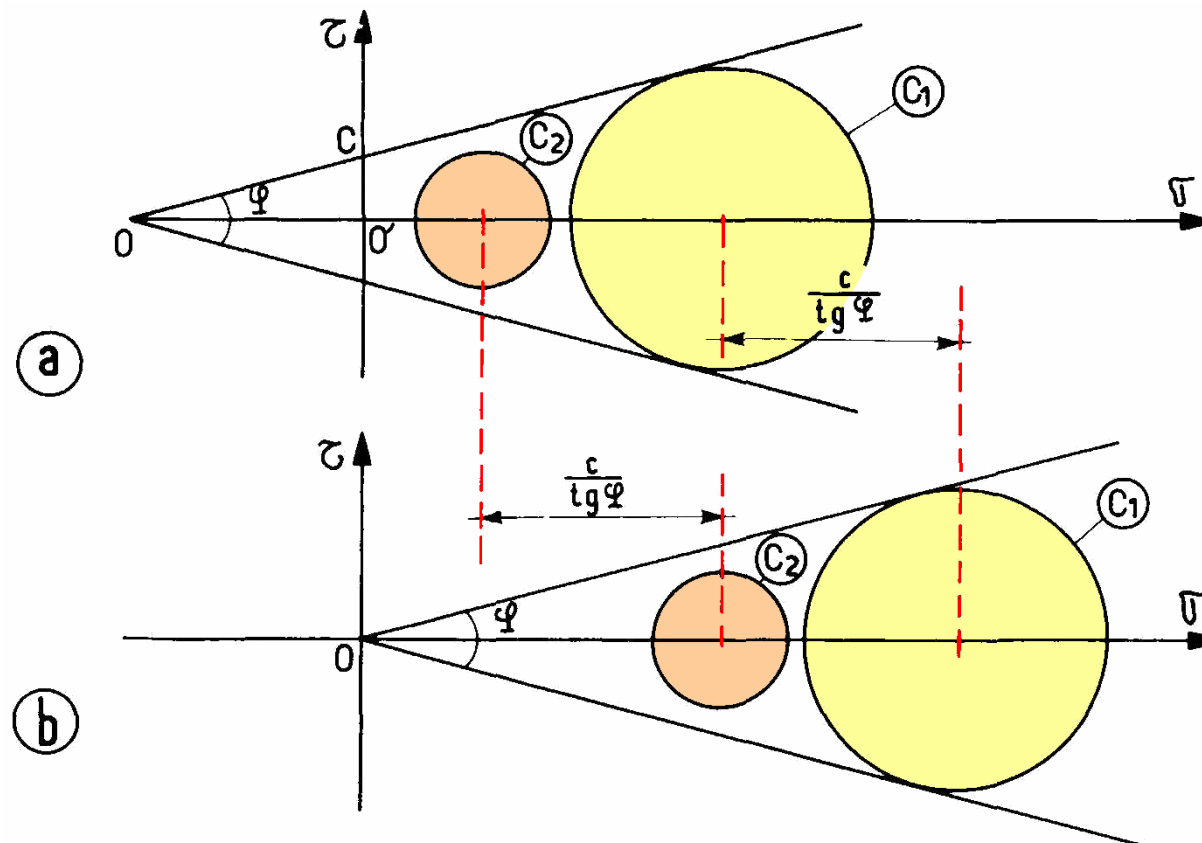
état du sol vis-à-vis de la rupture identique dans les deux cas



# Théorème des états correspondants

- appliquer une translation  $c'/\tan \varphi'$  sur un cercle de Mohr quelconque revient à appliquer une **contrainte normale supplémentaire** d'intensité  $c'/\tan \varphi'$  sur chaque facette de chaque point

→ *un milieu cohérent peut être transformé en milieu pulvérulent de même angle de frottement interne, en appliquant autour du massif une pression hydrostatique d'intensité égale à  $c'/\tan \varphi'$*



# 4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

---

## 4.1 Appareil de cisaillement direct

## 4.2 Appareil triaxial

*4.2.1 Description*

*4.2.2 Variables de Lambe – chemin de contraintes*

## 4.3 Conditions d'essais – principales caractéristiques

*4.3.1 Essai C.D.*

*4.3.2 Essai U.U.*

*4.3.3 Essai C.U.*

1. Rupture des sols

2. Rappels contraintes

3. Cercle de Mohr

4. Mesure au laboratoire

5. Remarques qualitatives

# Remarques concernant les mesures des caractéristiques de rupture effectuées au laboratoire

---

- Bonne maîtrise des paramètres

*contraintes et pressions interstitielles*

- Échantillons de petites dimensions plus ou moins remaniés

*- faible représentativité statistique*

*- rapport des volumes  $< 1/100\ 000$*

- Échantillons de sol décomprimé

*remise sous contraintes nécessaire*

- Deux principaux types d'essais en laboratoire

*- essai de cisaillement direct (boîte de Casagrande)*

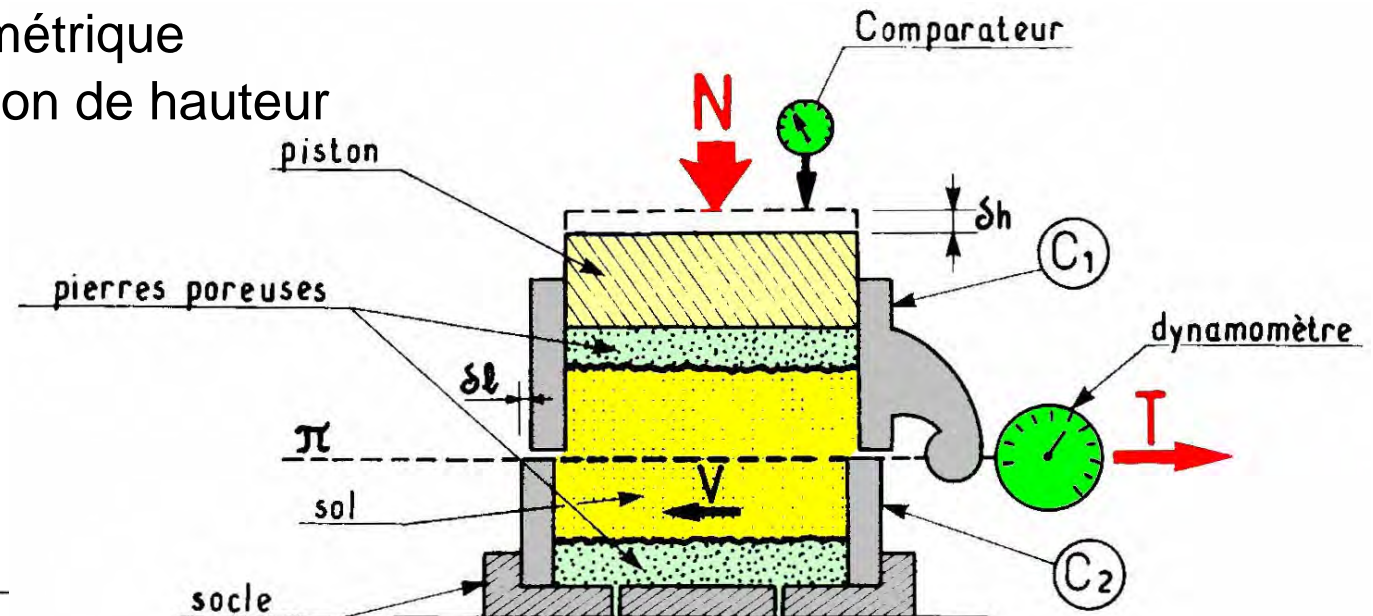
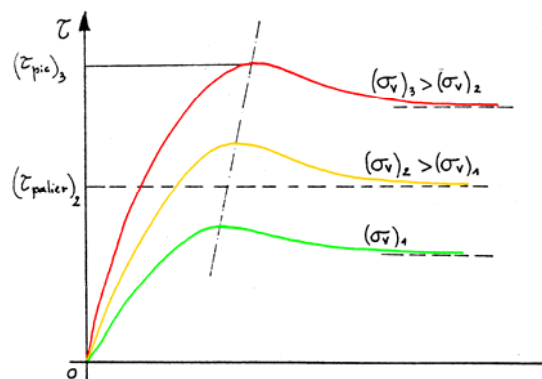
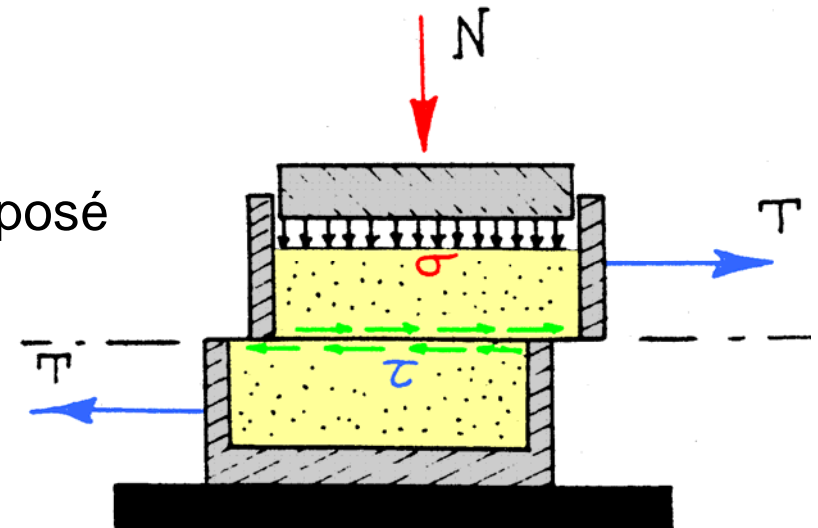
*- essai triaxial*

# 4.1 Appareil de cisaillement direct

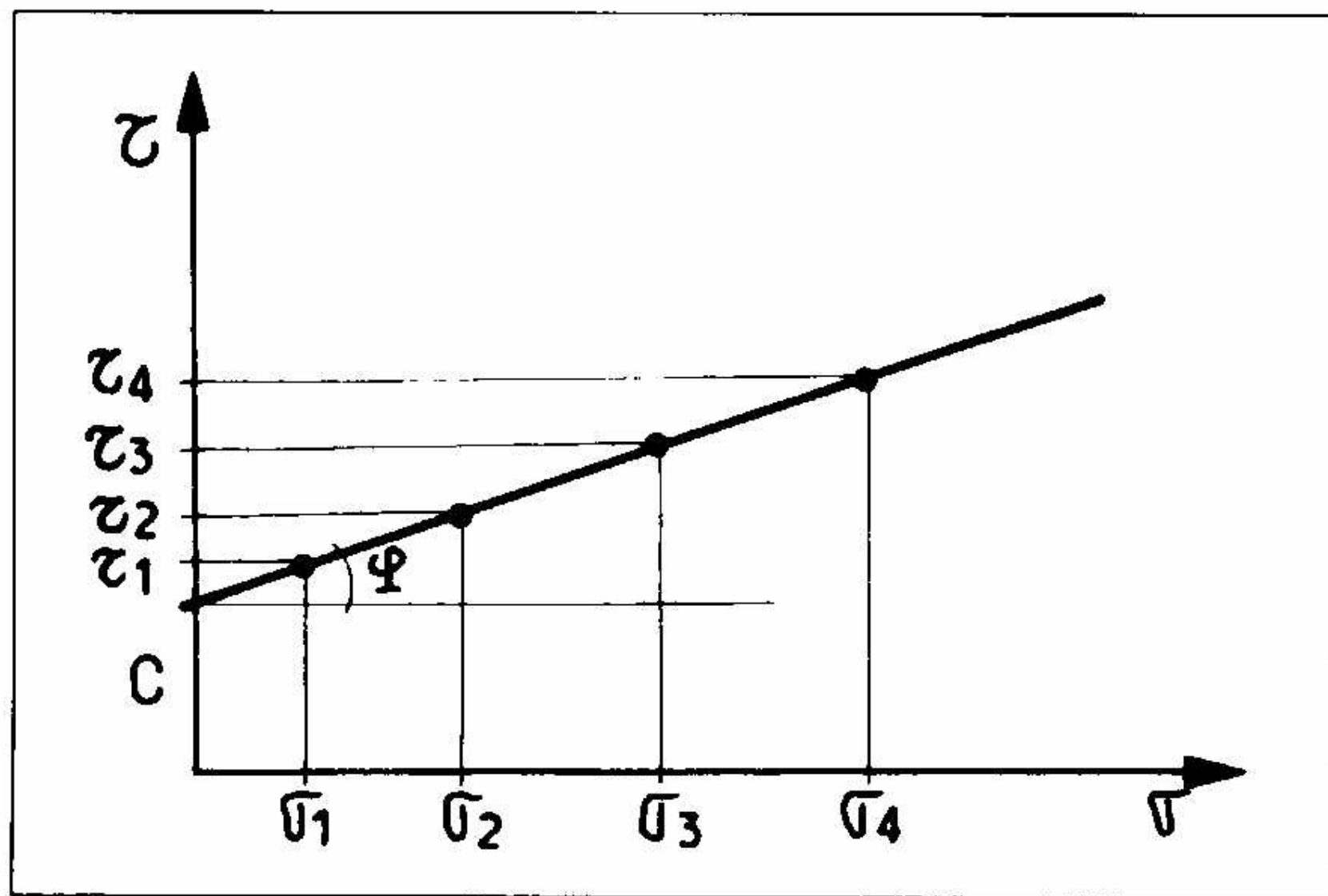
Essai simple et ancien

Procédure

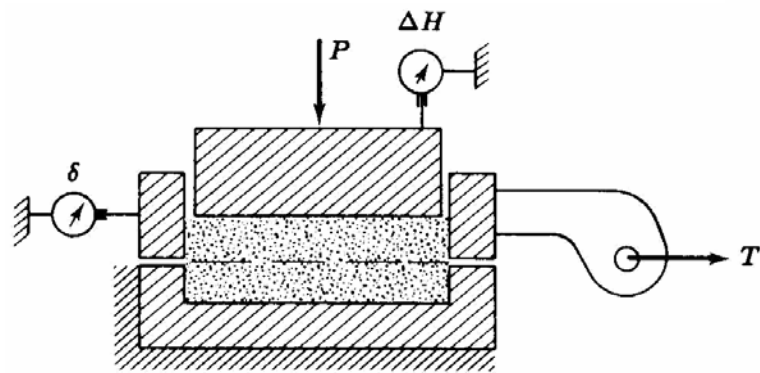
- cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé
- éprouvette de sol entre 2 demi-boîtes
- effort normal
- déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boîtes
- force de cisaillement mesurée par un anneau dynamométrique
- mesure de la variation de hauteur



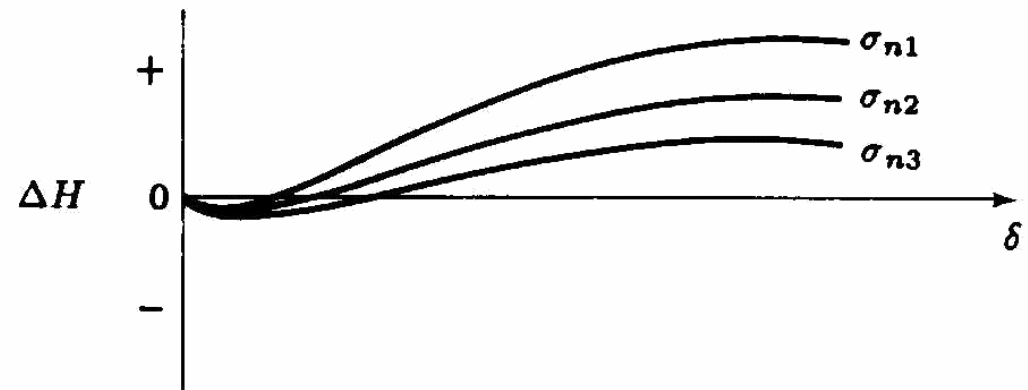
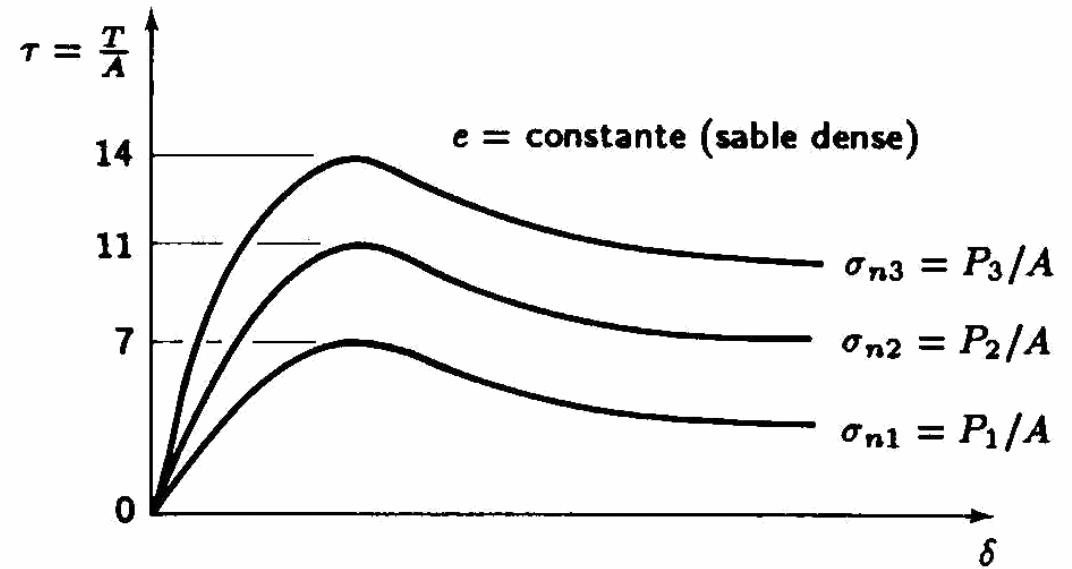




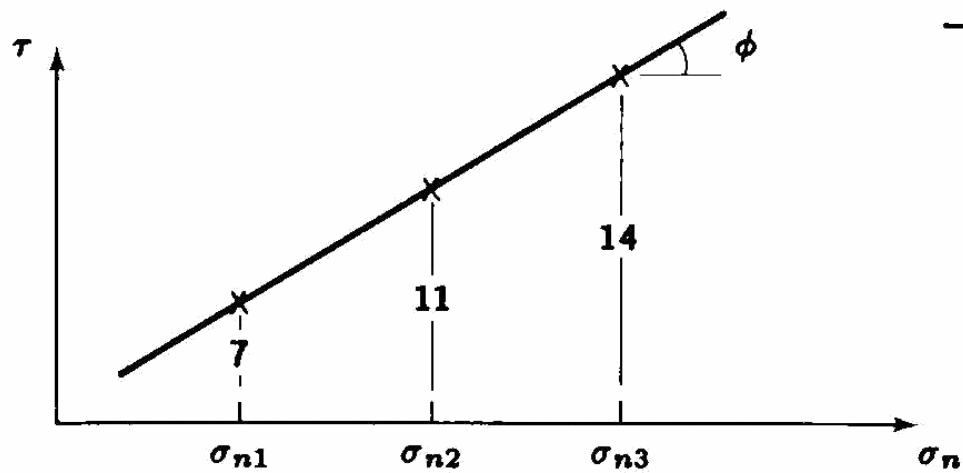
*Fig. 5.18. Détermination de  $\varphi$  et  $c$*



a) Appareil



b) Résultats d'essais



c) Diagramme de Mohr

# Avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct

## Avantages

- simple
- rapide
- économique

## Inconvénients

- pas de maîtrise des conditions de drainage

sols pulvérulents

- *drainage rapide*
- *contraintes appliquées → contraintes effectives*

sols fins

- *cisaillement rapide* → *contraintes totales et comportement à court terme*
- *cisaillement lent ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )* → *contraintes effectives et comportement à long terme*

- concentration de contraintes aux extrémités de la boîte
- rotation des plans principaux

# Rotation des plans principaux

- Conditions initiales

$\sigma_n$  et  $\sigma_h \rightarrow$  contraintes principales

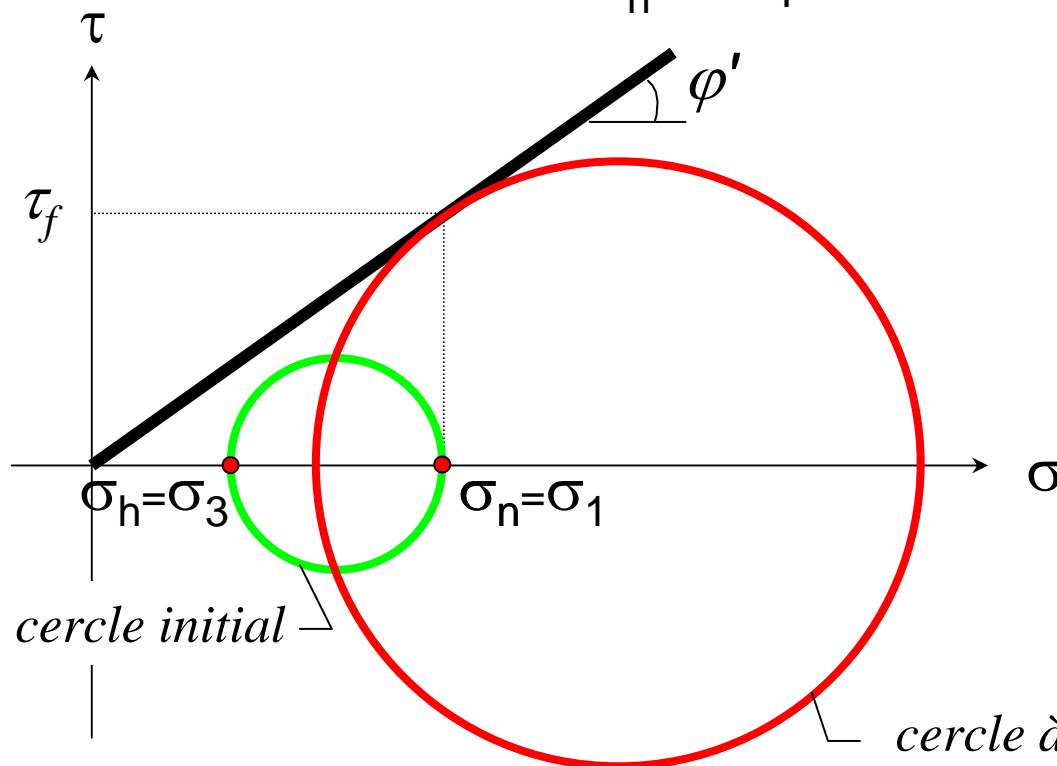
$\sigma_h$   $\rightarrow$  pression latérale

- Pendant l'essai

- $\sigma_n$  constant
- cisaillement provoqué en tirant sur une demi-boîte

- À la rupture

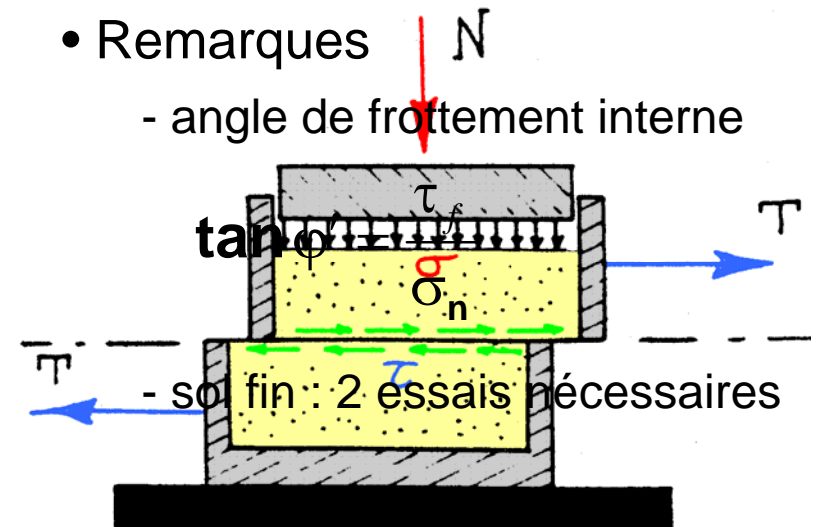
- plan de rupture horizontal
- $\sigma_n$  n'est plus une direction principale



$\rightarrow$  rotation des axes principaux

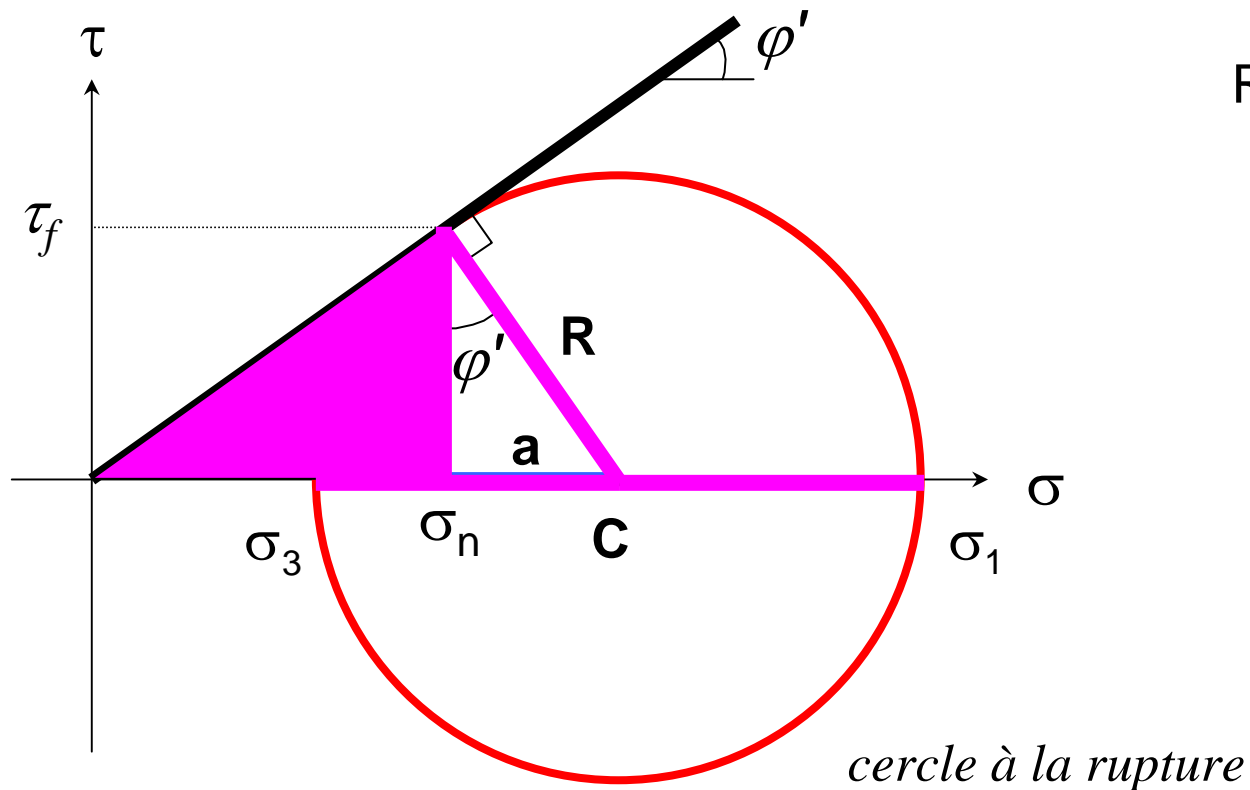
- Remarques

- angle de frottement interne



- Pour trouver les contraintes principales  
*contraintes appliquées sur un sol horizontal par l'intermédiaire d'une charge*

$$\tan \varphi' = \frac{\tau_f}{\sigma_n} = \frac{\mathbf{a}}{\tau_f} \longrightarrow \mathbf{a} = \tau_f \tan \varphi'$$



Centre du cercle

$$\mathbf{C} = \sigma_n + \mathbf{a}$$

Rayon du cercle

$$\mathbf{\cos} \varphi' = \frac{\tau_f}{\mathbf{R}}$$

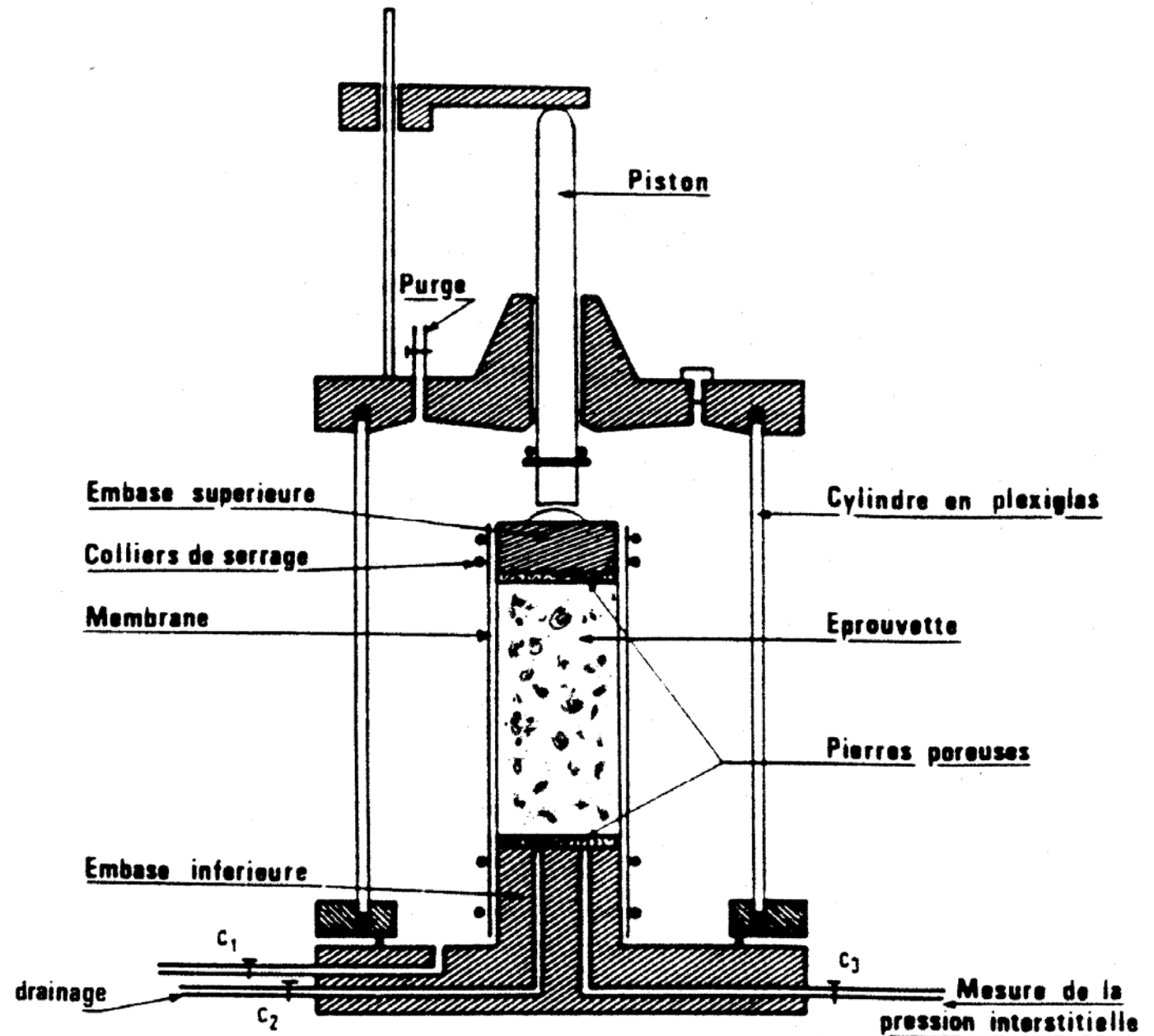
d'où

$$\sigma_1 = \mathbf{C} + \mathbf{R}$$

$$\sigma_3 = \mathbf{C} - \mathbf{R}$$

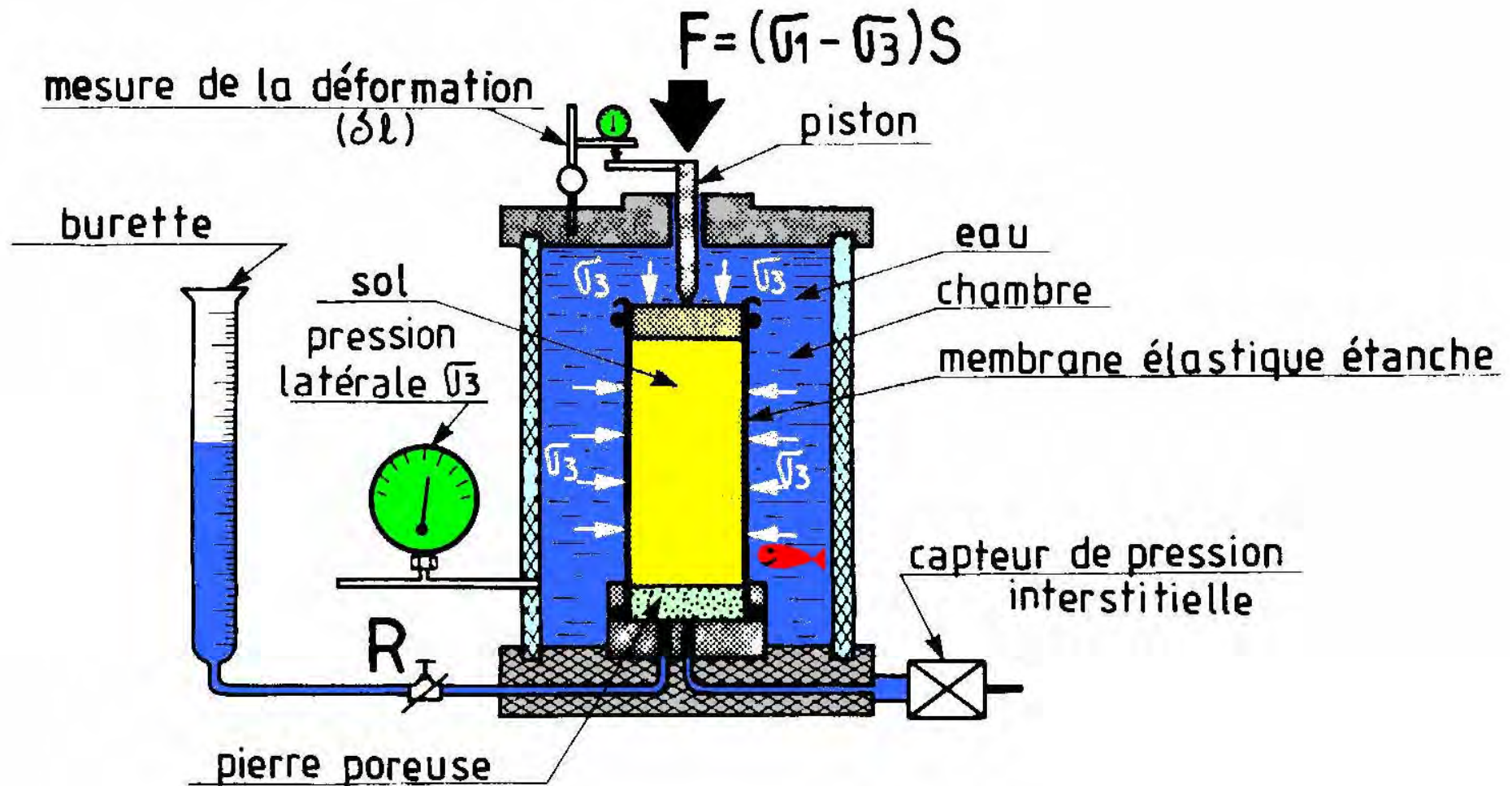
## 4.2 Appareil triaxial

### 4.2.1 Description



# Éprouvette

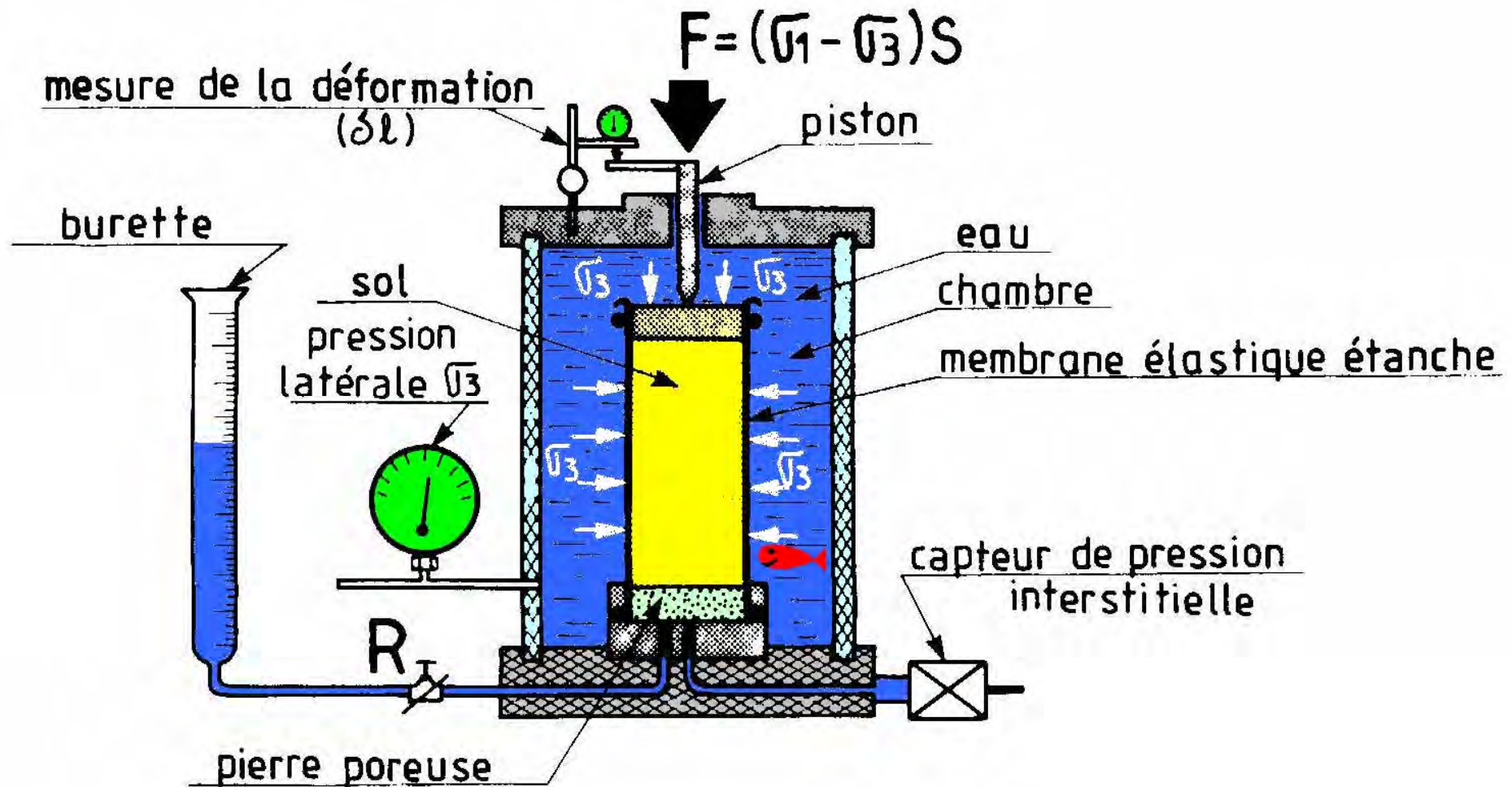
- éprouvette cylindrique de sol dans une gaine élastique étanche et déformable
- pierre poreuse
- communication avec burette graduée et capteur de pression interstitielle
- robinet R : assurer ou non le drainage de l'échantillon



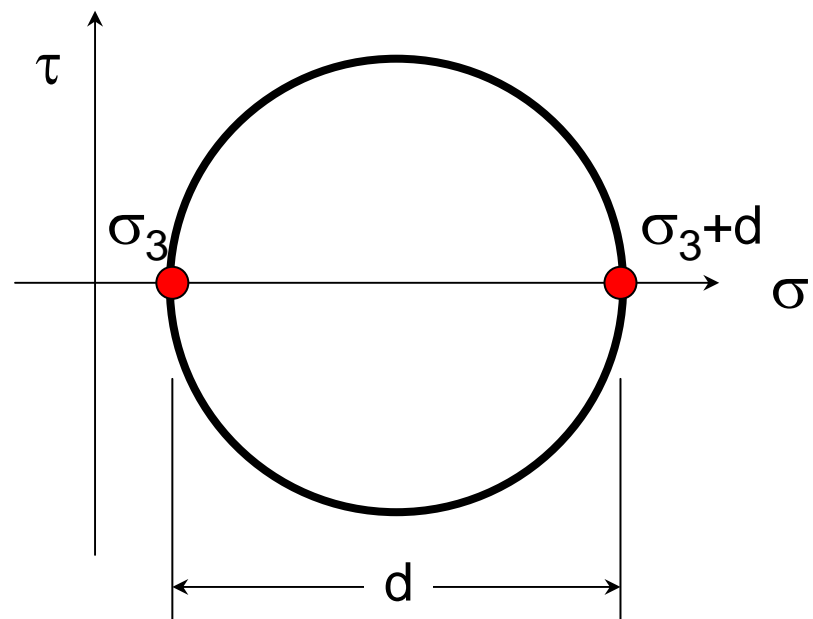
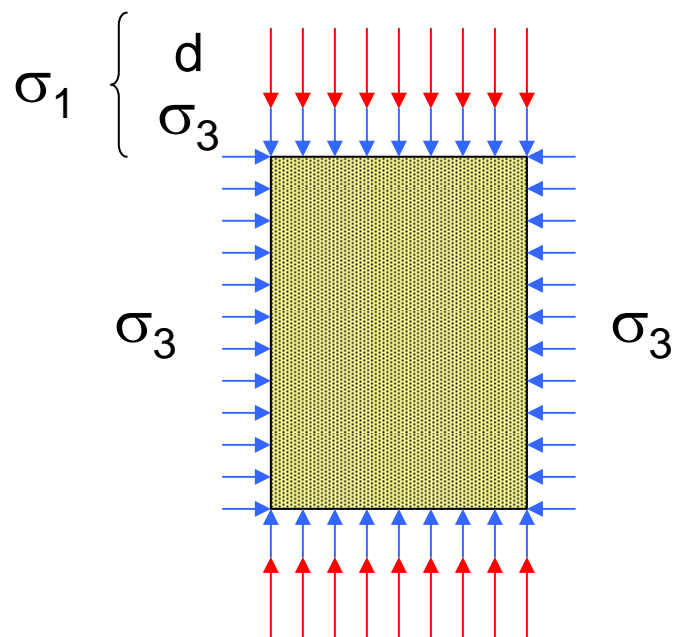
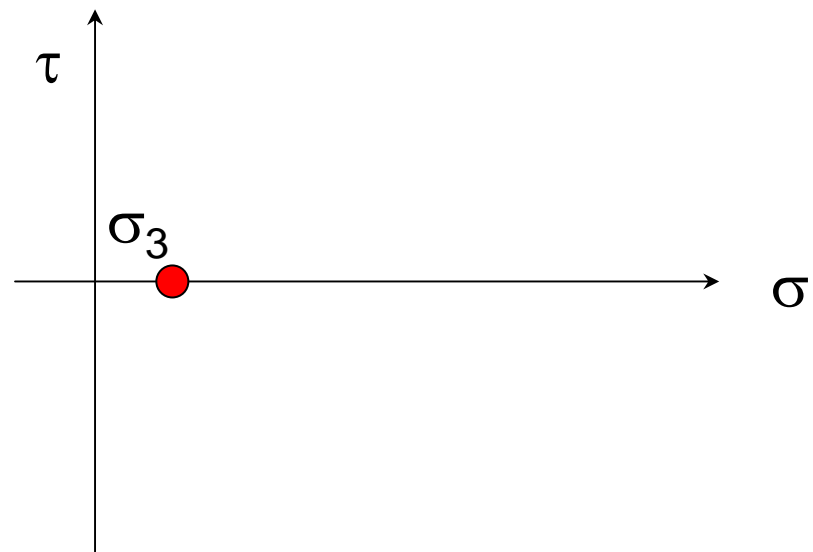
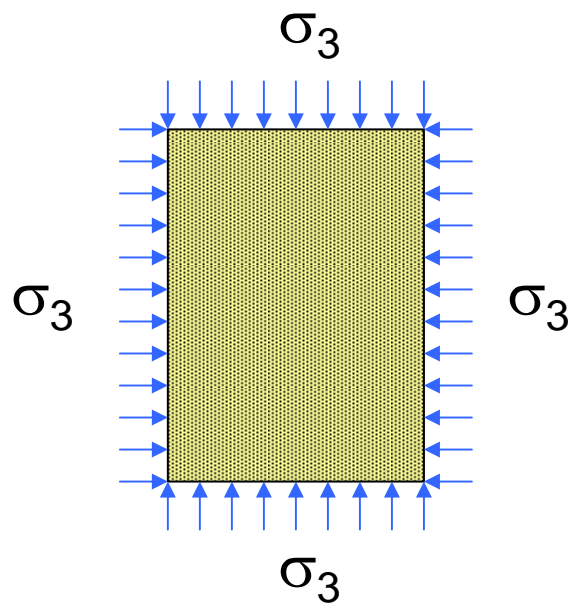


# Enceinte

- remplie d'eau mise sous pression ( $\sigma_3$ ) *toutes les directions sont principales*
- piston pour comprimer verticalement l'éprouvette (pression constante dans la cellule)  
*contrainte supplémentaire appliquée (contrainte déviatorique)  $\sigma_1 = \sigma_3 + d$*
- comparateur pour la mesure des déplacements  $\Delta l$

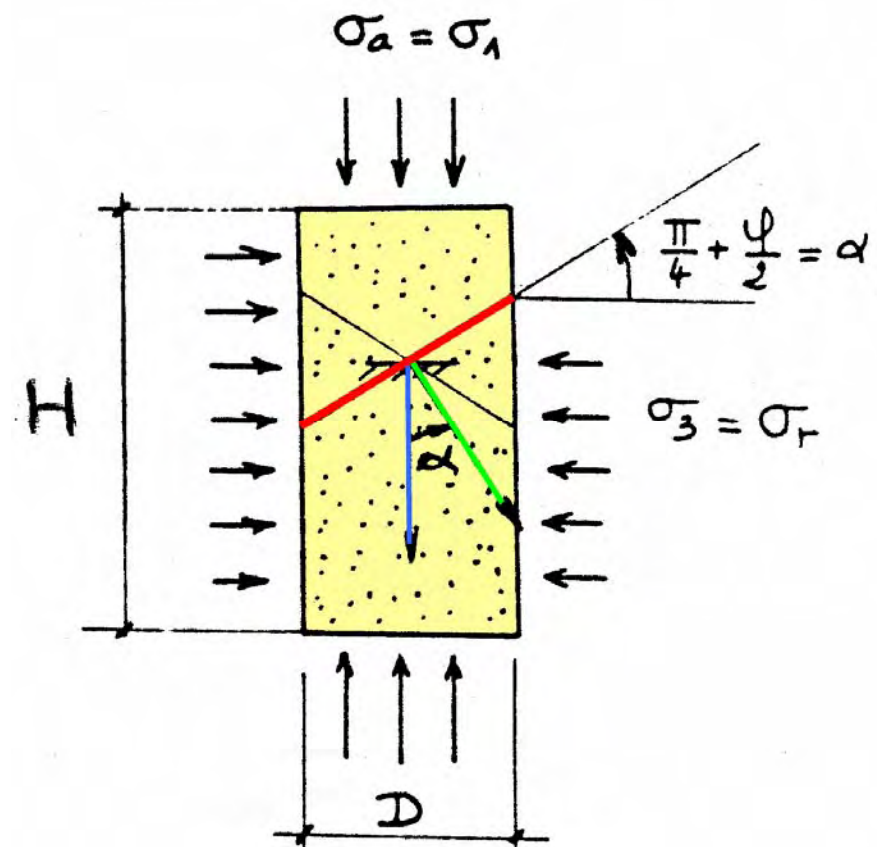
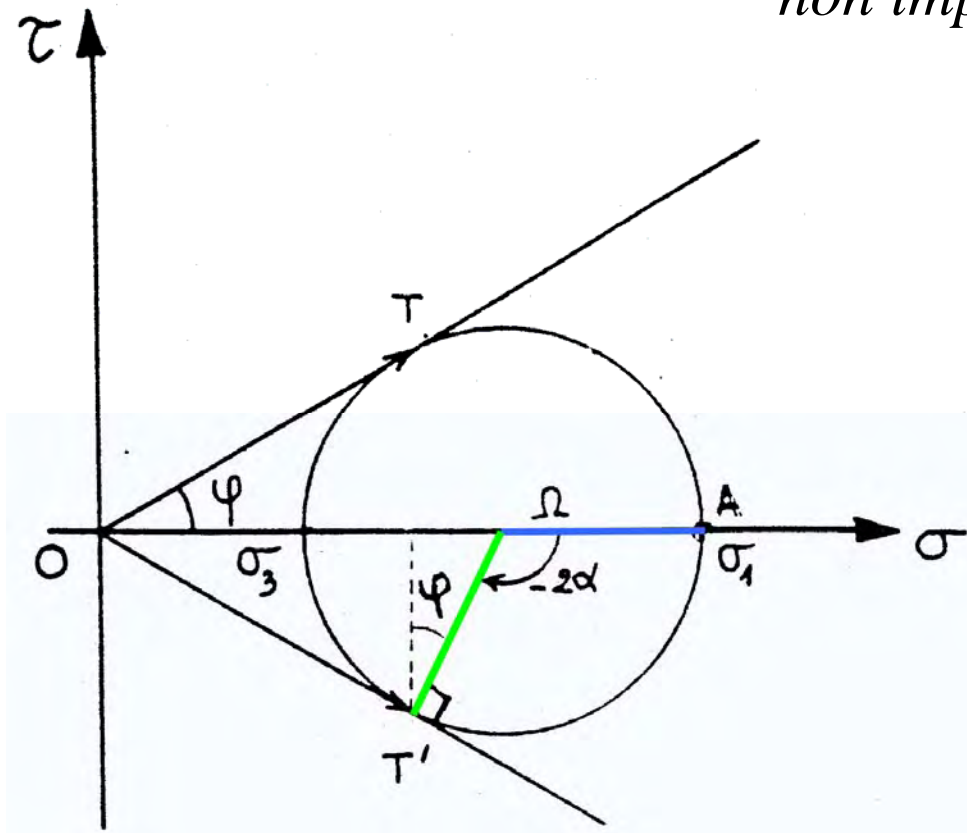






# Orientation des plans de rupture

*non imposés*

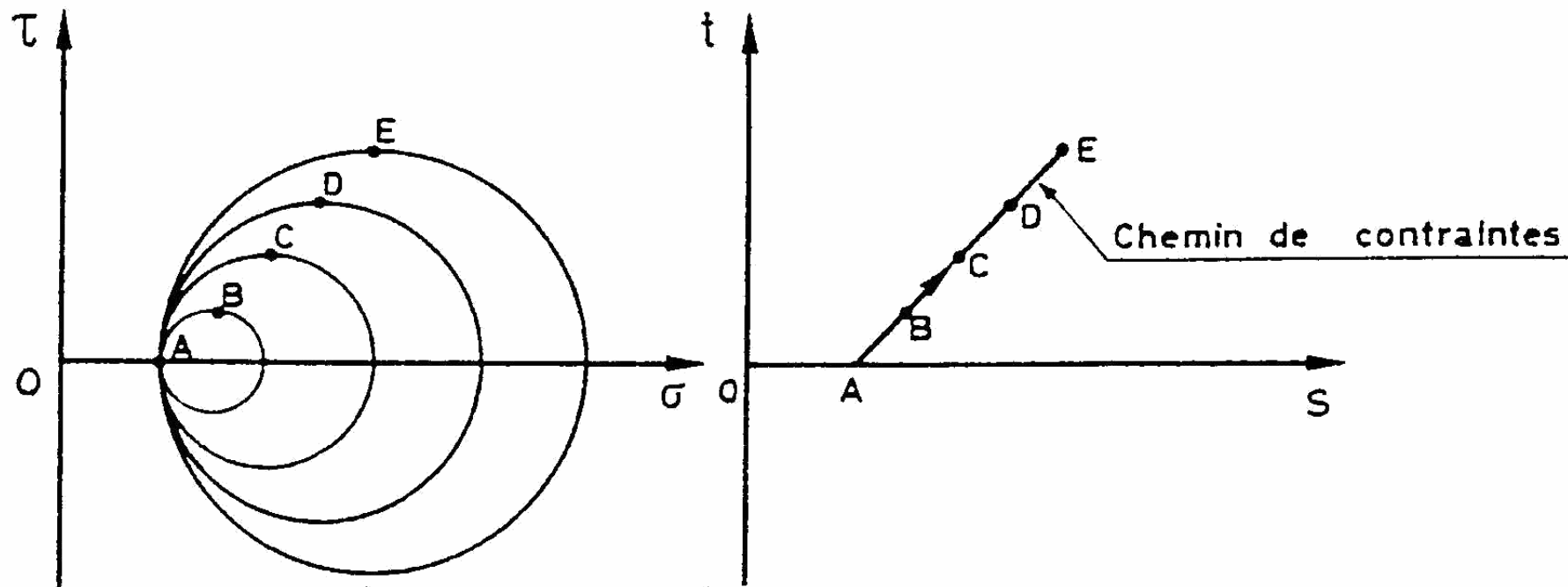


#### 4.2.2 Variables de Lambe – chemin de contraintes

- plan de Mohr *état de contrainte représentée par un cercle*
- plan de Lambe *coordonnées  $s$  et  $t$  (variables de Lambe)*

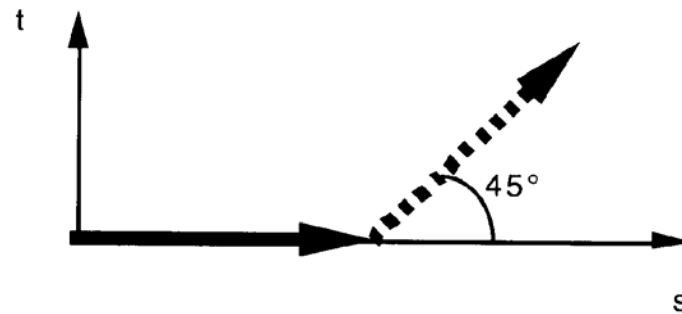
$$\mathbf{s} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad \mathbf{t} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

- histoire de l'état de contrainte pendant un essai triaxial



Plan de Mohr  $\{O, \sigma\tau\}$  et plan de Lambe  $\{O, st\}$

- chemin de contrainte d'un essai triaxial en contraintes totales

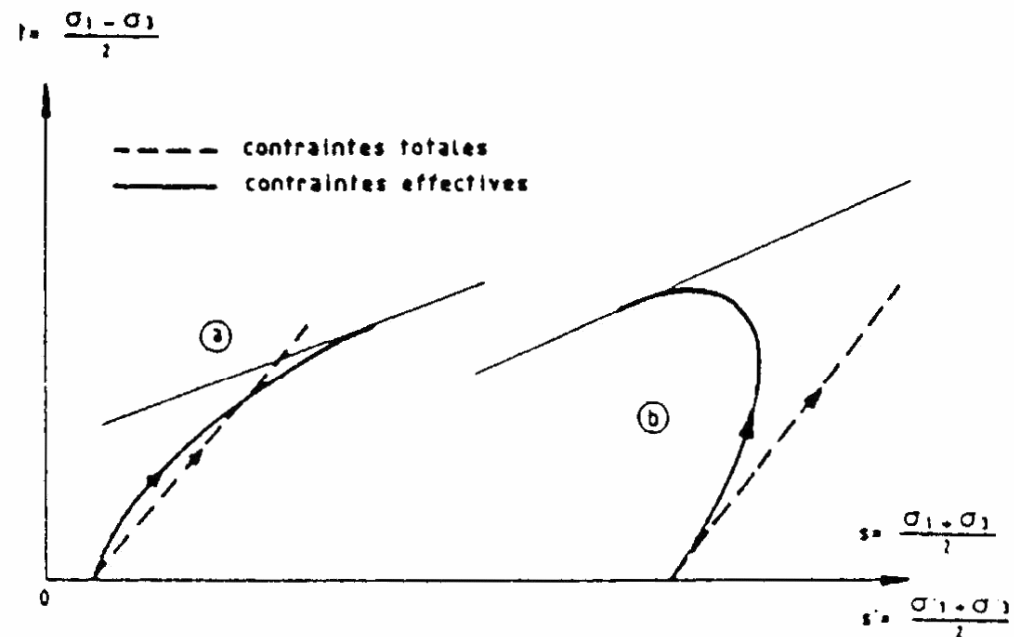


animation Lambe

- chemin de contrainte d'un essai triaxial en contraintes effectives

$$s' = s - u$$

$$t' = t$$

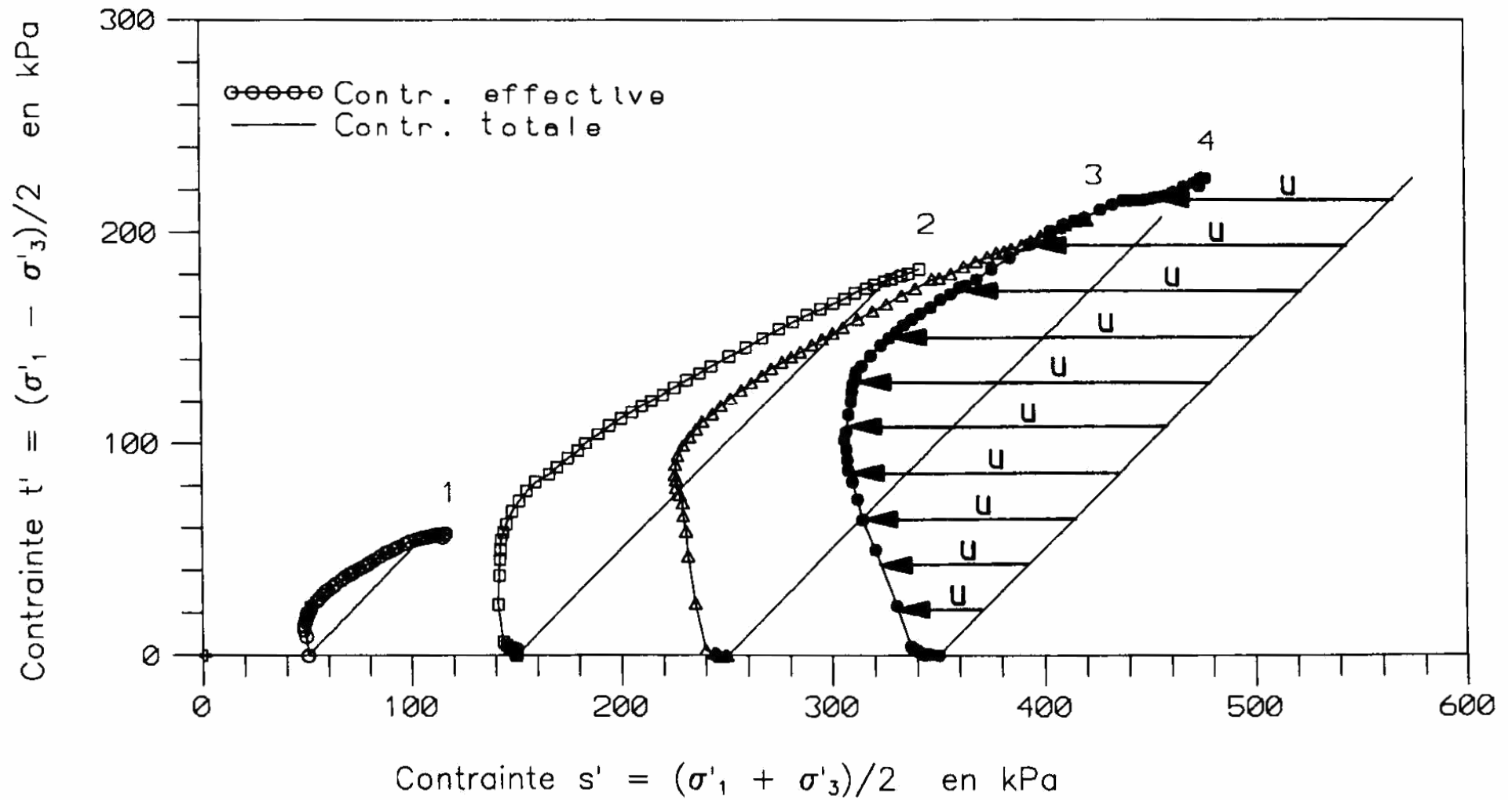


a - sol surconsolidé

b - sol normalement consolidé

Représentation des chemins de contraintes dans un essai non drainé

- Essai CU avec mesure de  $u$  : chemin de contrainte



## 4.3 Conditions d'essais - principales caractéristiques

---

Un essai triaxial se divise en deux étapes

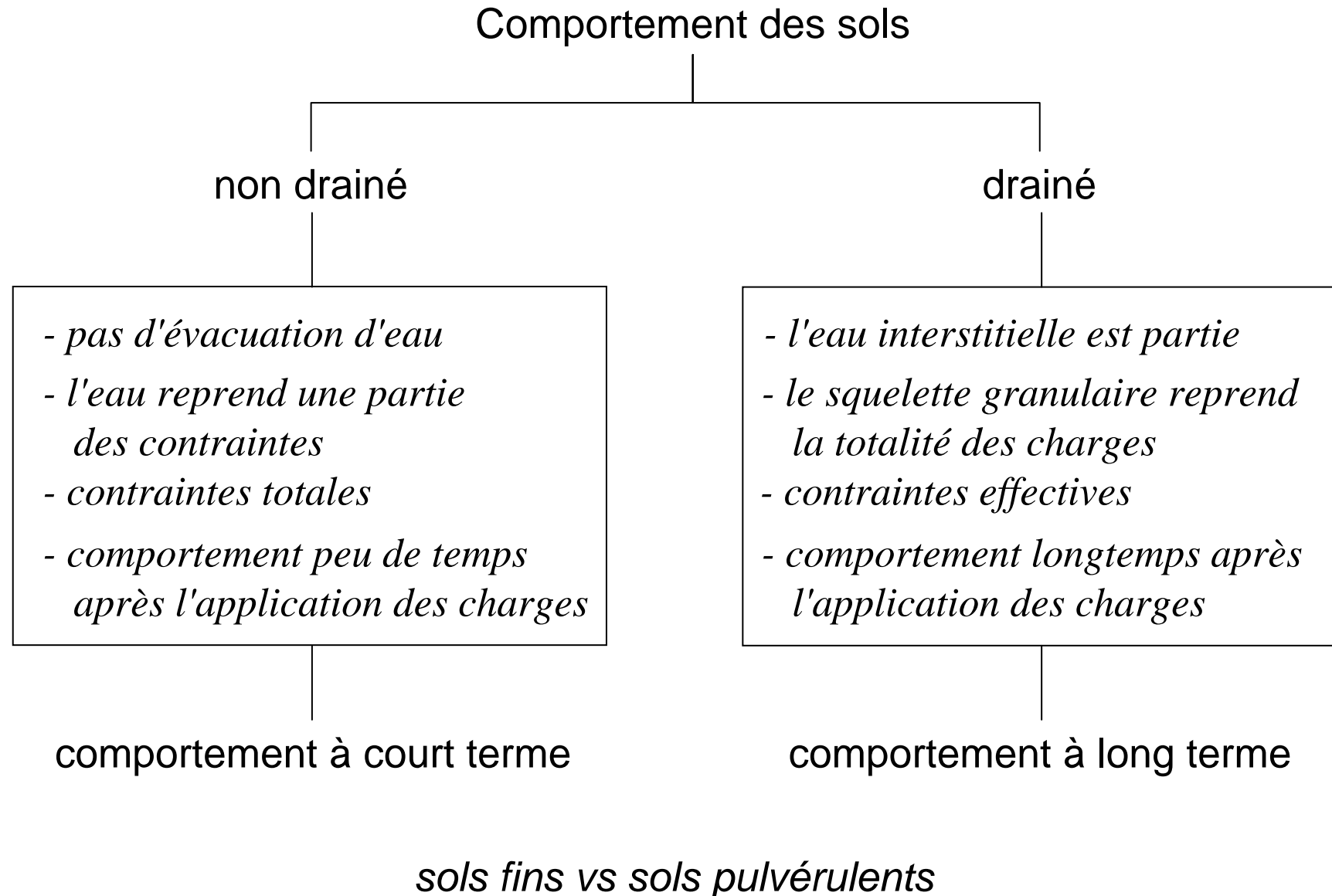
Reproduction des situations critiques rencontrées dans les analyses de stabilité des ouvrages → deux lettres

- consolidation ou non avant le cisaillement
- conditions de drainage pendant le cisaillement

Conditions de drainage

avant le cisaillement	pendant le cisaillement	symbole
<i>consolidé</i>	<i>drainé</i>	CD
<i>consolidé</i>	<i>non drainé</i>	CU
<i>non consolidé</i>	<i>non drainé</i>	UU
<del><i>non consolidé</i></del>	<del><i>drainé</i></del>	<del>UD</del>

Drainage des échantillons → lié aux deux types de comportement des sols



### 4.3.1 Essai C.D.

- détermination de la courbe intrinsèque du squelette solide (drainage)

→ *comportement à long terme*

- réalisation d'un essai CD

1- consolider l'échantillon sous une contrainte isotrope  $\sigma_0$

- orifice de drainage ouvert : dissipation des surpressions interstitielles

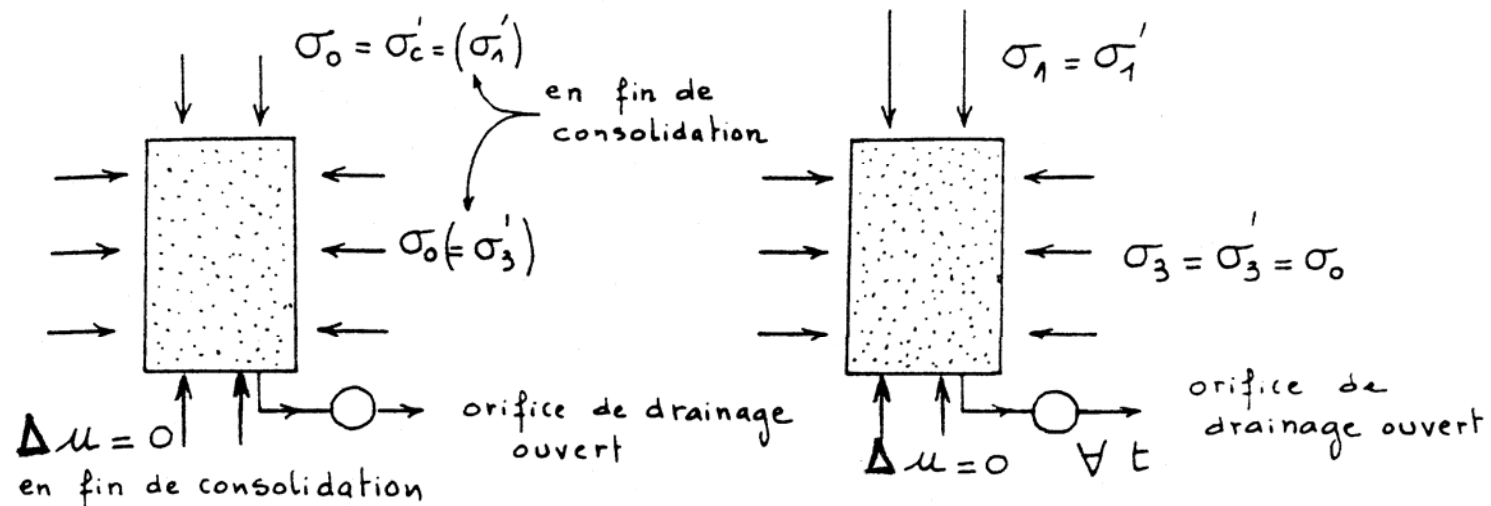
- on obtient  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_0$  et  $u = 0$

2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture

→ *très lentement pour que  $\Delta u = 0$*

- orifice de drainage ouvert :  $\Delta u = 0$

- contrainte latérale constante

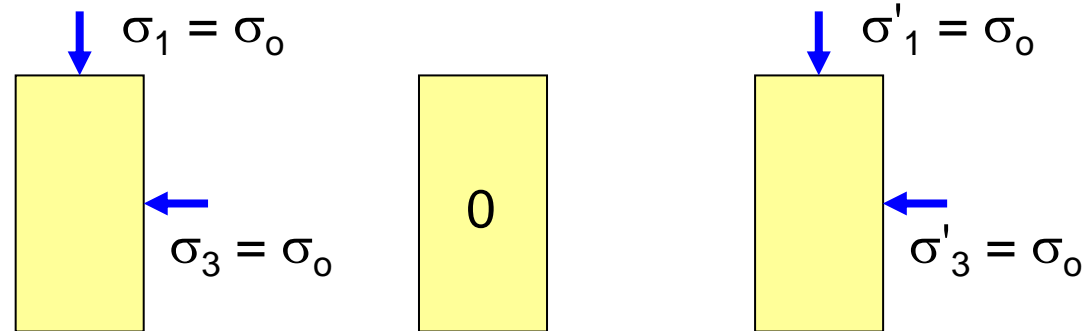




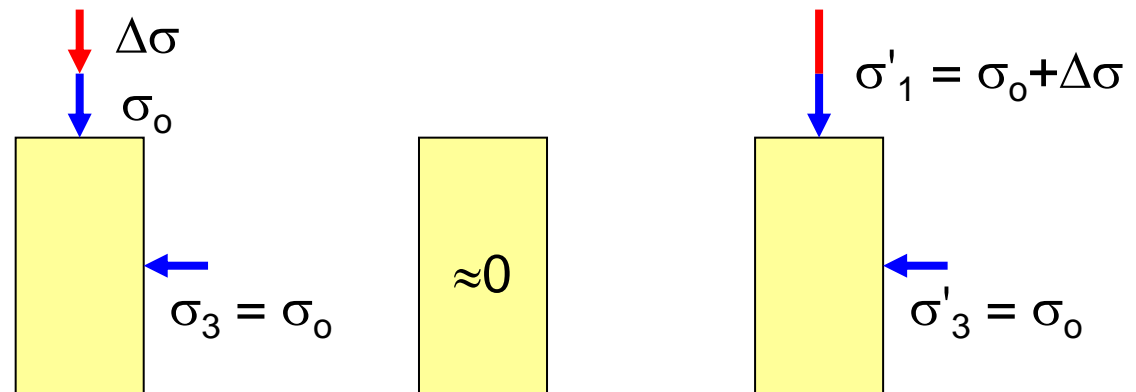
# Essai CD

$$\text{Contrainte totale} = \text{Pression interstitielle} + \text{Contrainte effective}$$

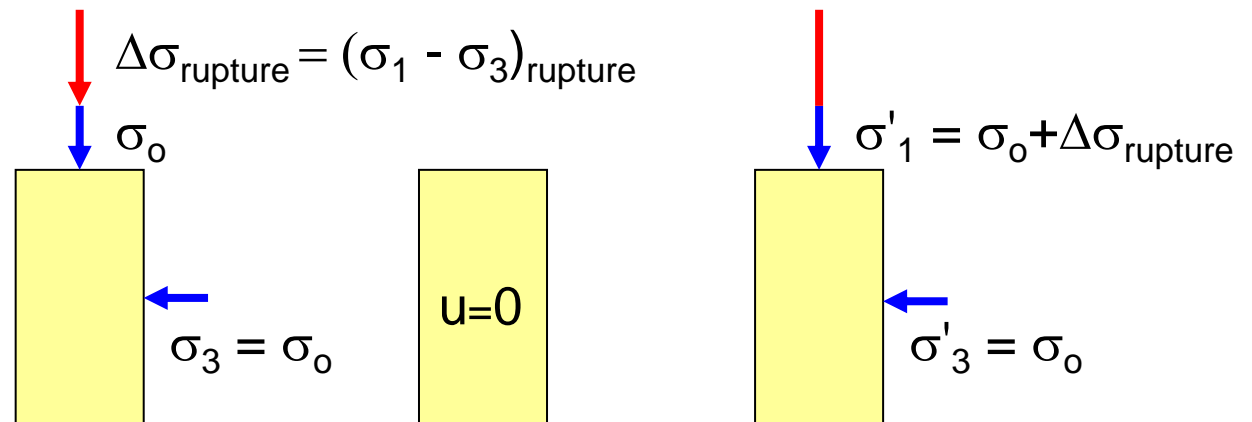
Après consolidation



Pendant cisaillement  
(augmentation de la  
contrainte axiale)

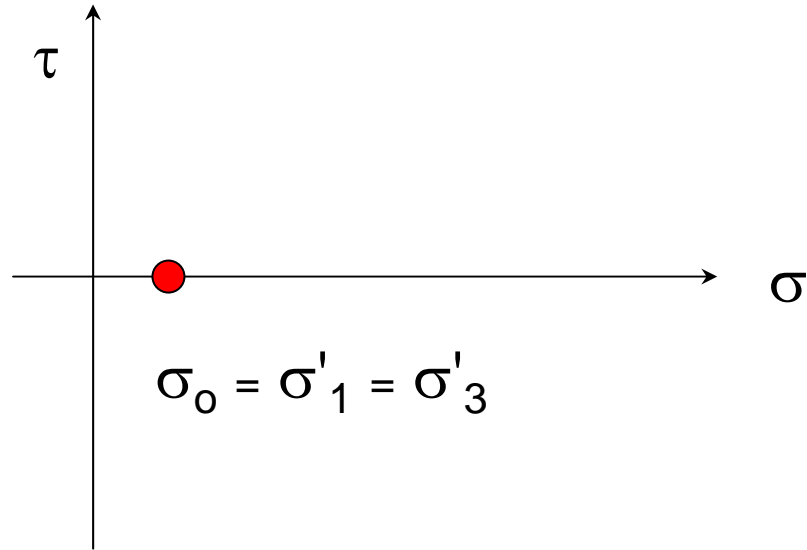


Rupture

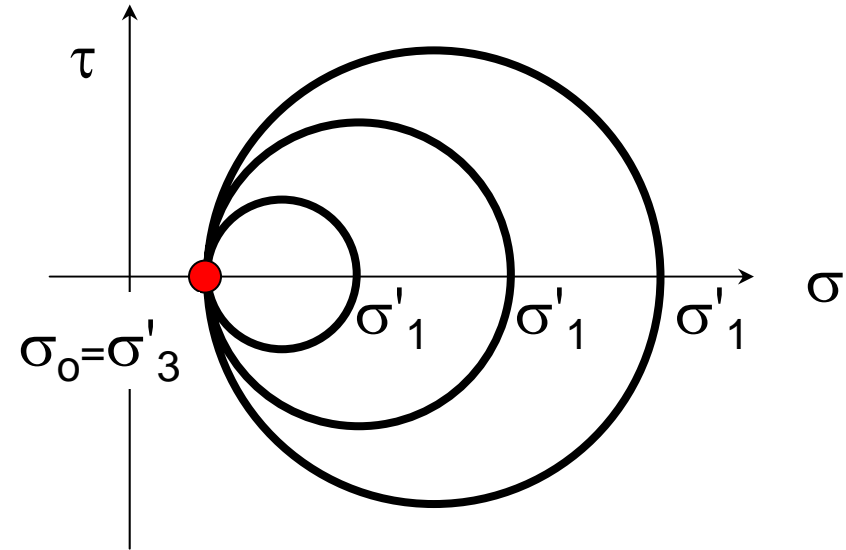


- sur un cercle de Mohr

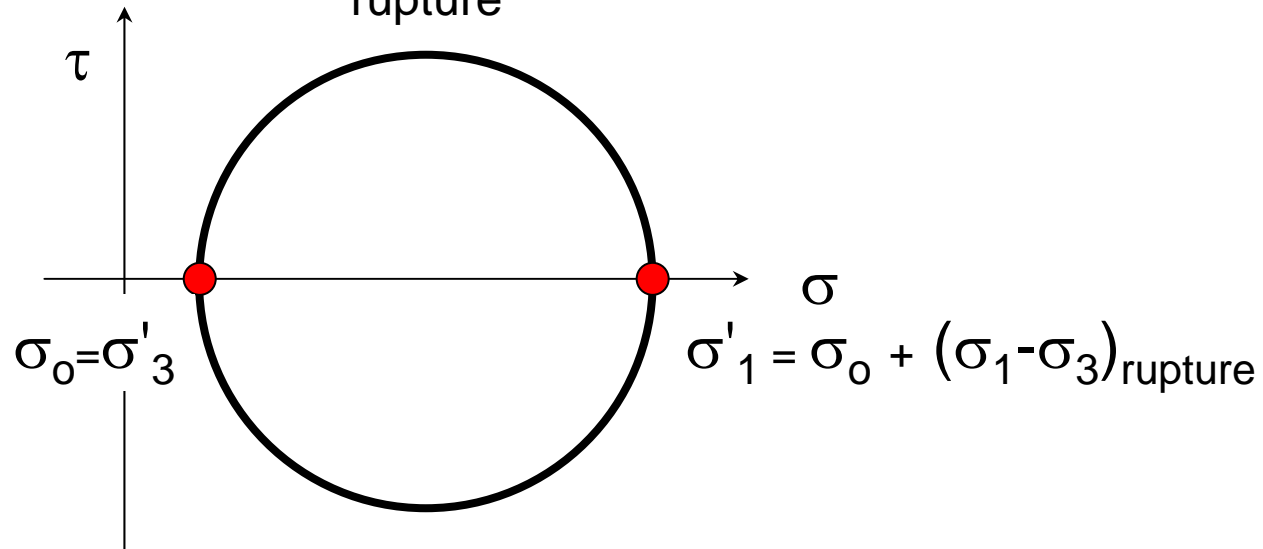
après condolidation isotrope



pendant le cisaillement



rupture

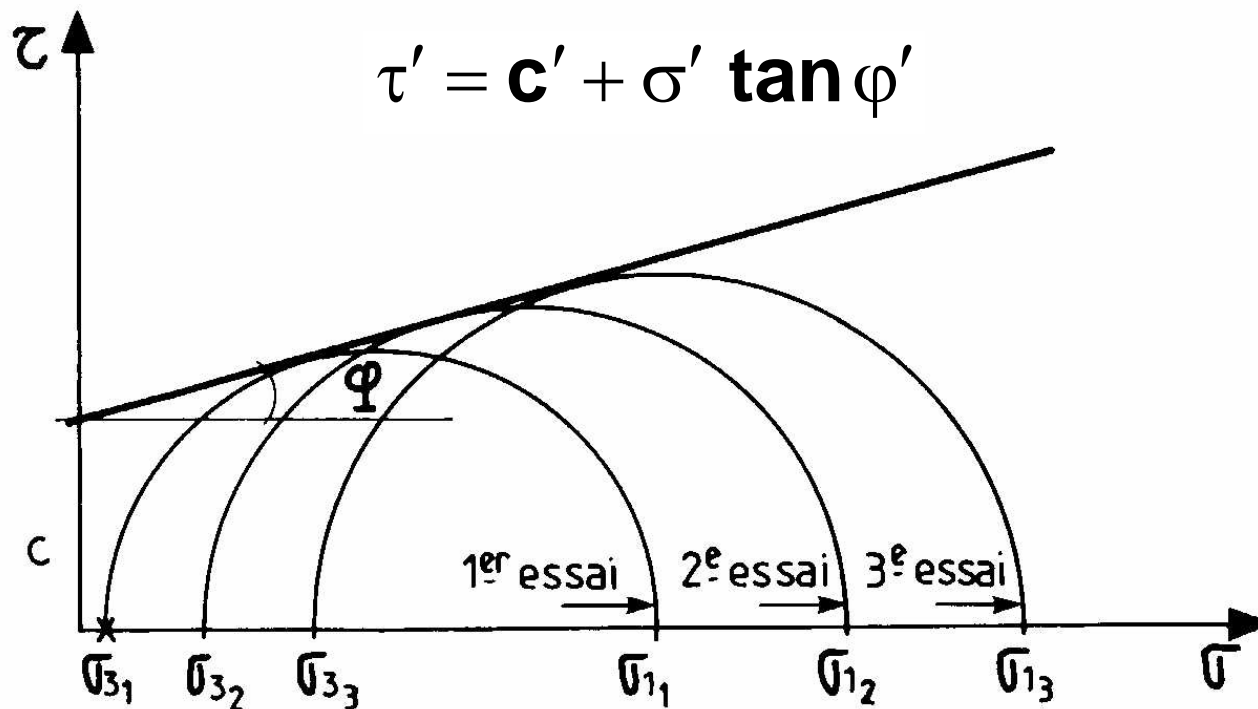


- essai répété plusieurs fois, pour différentes contraintes de consolidation  $\sigma_0$

➔ *obtention de la courbe intrinsèque du sol*

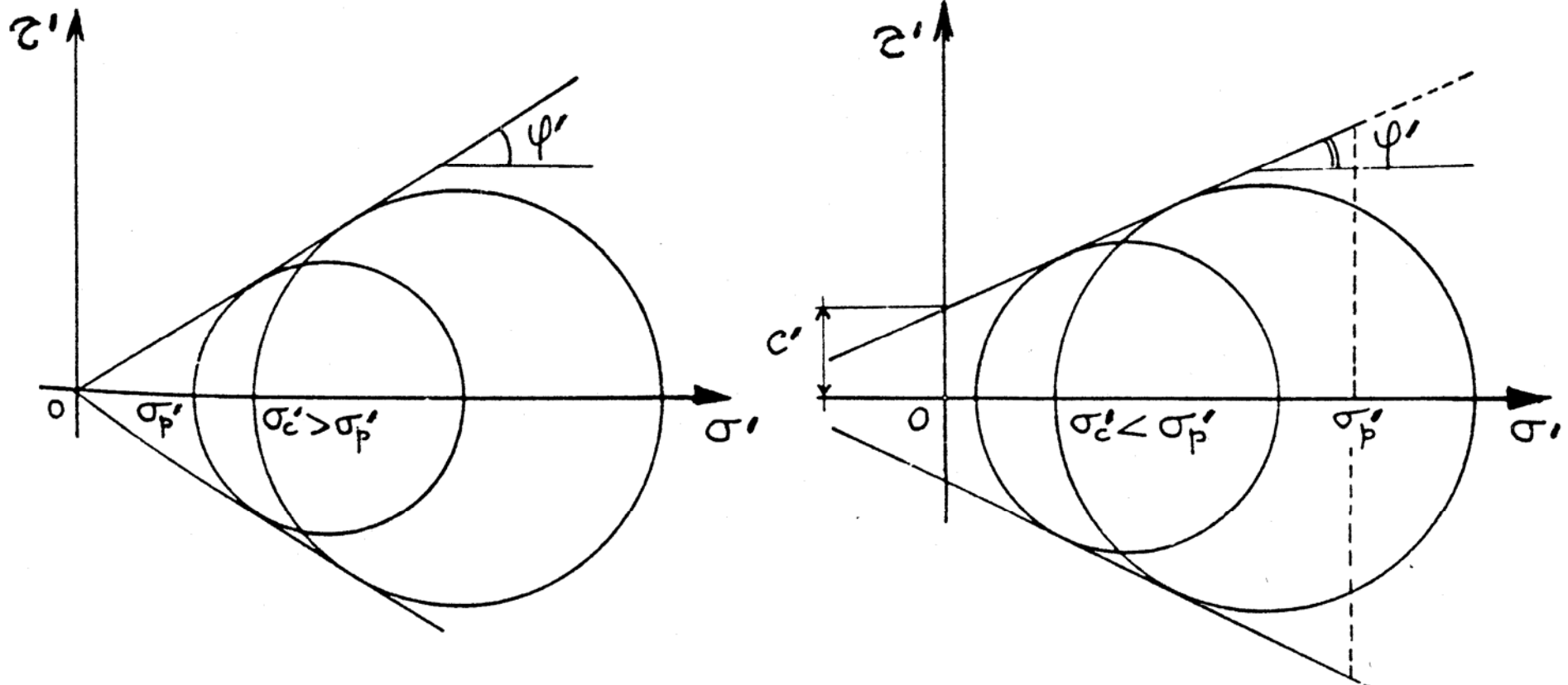
Remarques

- si on augmente  $\sigma_0$ , le cercle de rupture sera plus grand
- la consolidation entraîne une augmentation du frottement et de la cohésion entre les grains



sol normalement consolidé

sol surconsolidé



$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

### 4.3.2 Essai U.U.

- Terrains argileux (peu perméables)

*vitesse de construction > vitesse de consolidation*

- Utilisation des caractéristiques non consolidées et non drainées ( $\varphi_u$  et  $c_u$ ) pour le calcul de la stabilité des ouvrages juste après leur construction

- *contraintes totales*

- *caractéristiques à court terme*

↪ *souvent défavorable pour les fondations en sol argileux*

- Essai UU : comportement à court terme des sols en place
- réalisation d'un essai UU

1- application d'une contrainte isotrope  $\sigma_0$  mais orifice de drainage fermé

Puisque - *grains solides + eau incompressible*

- *sol saturé*

- *drainage impossible*



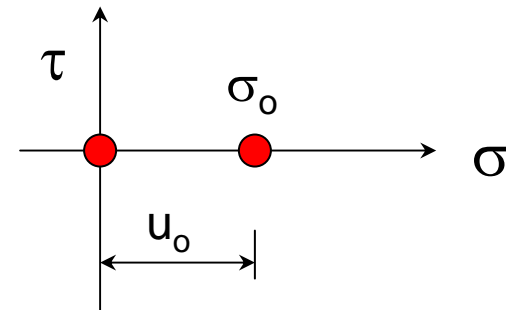
aucune déformation  
aucune consolidation

| de l'éprouvette

Ainsi, après application de  $\sigma_o$   $\rightarrow$   $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_3 = u_o = \sigma_o \\ \sigma'_1 = \sigma'_3 = 0 \end{array} \right.$

*C'est l'eau qui reprend les contraintes (pression interstitielle)*

État de contrainte après application de  $\sigma_o$

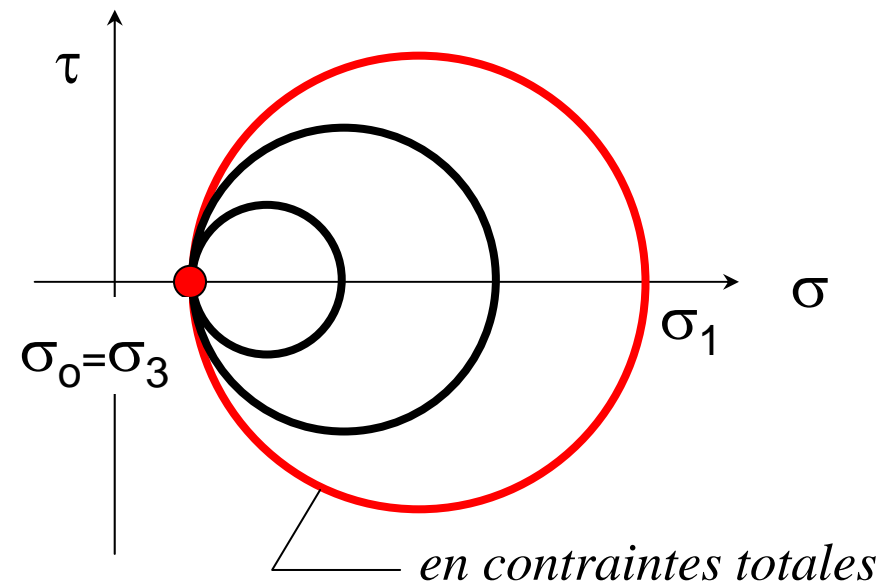


2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture

- *drainage fermé*
- $\sigma_o$  ( $\sigma_3$ ) *maintenu constant*

L'application d'un déviateur engendre des contraintes de cisaillement  $\tau$  non nulles

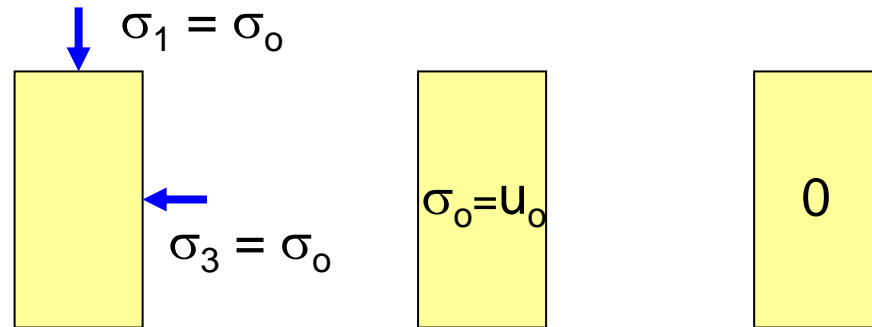
$\hookrightarrow$  *contraintes nécessairement reprises par le squelette solide*



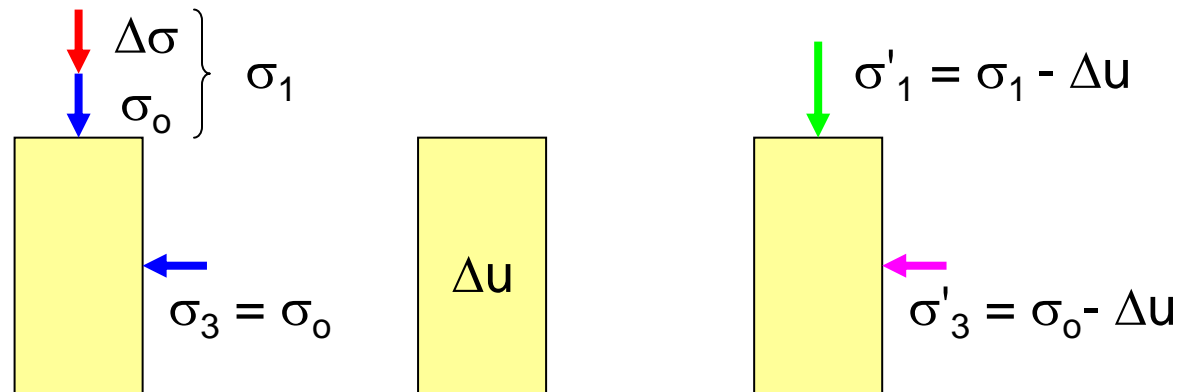
# Essai UU

$$\text{Contrainte totale} = \text{Pression interstitielle} + \text{Contrainte effective}$$

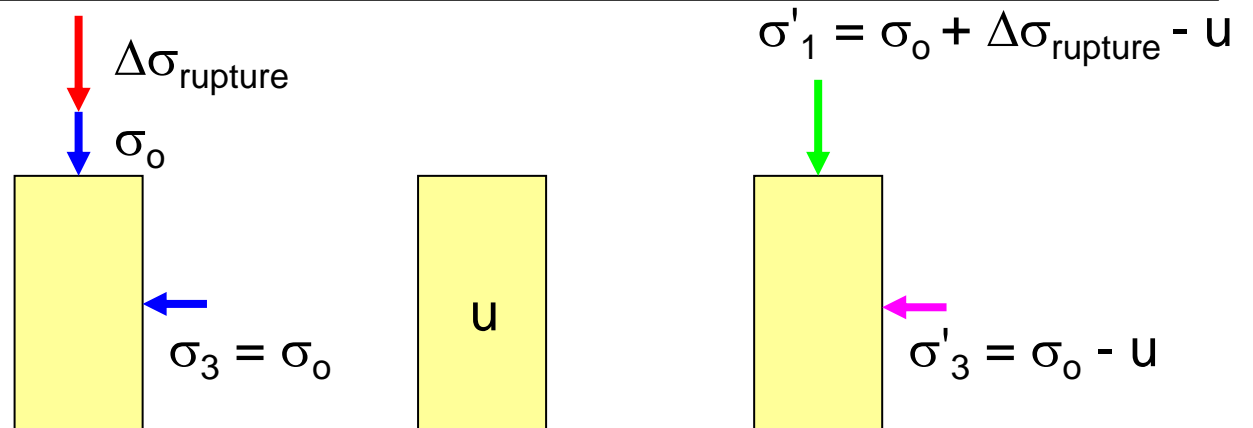
Après pression de confinement



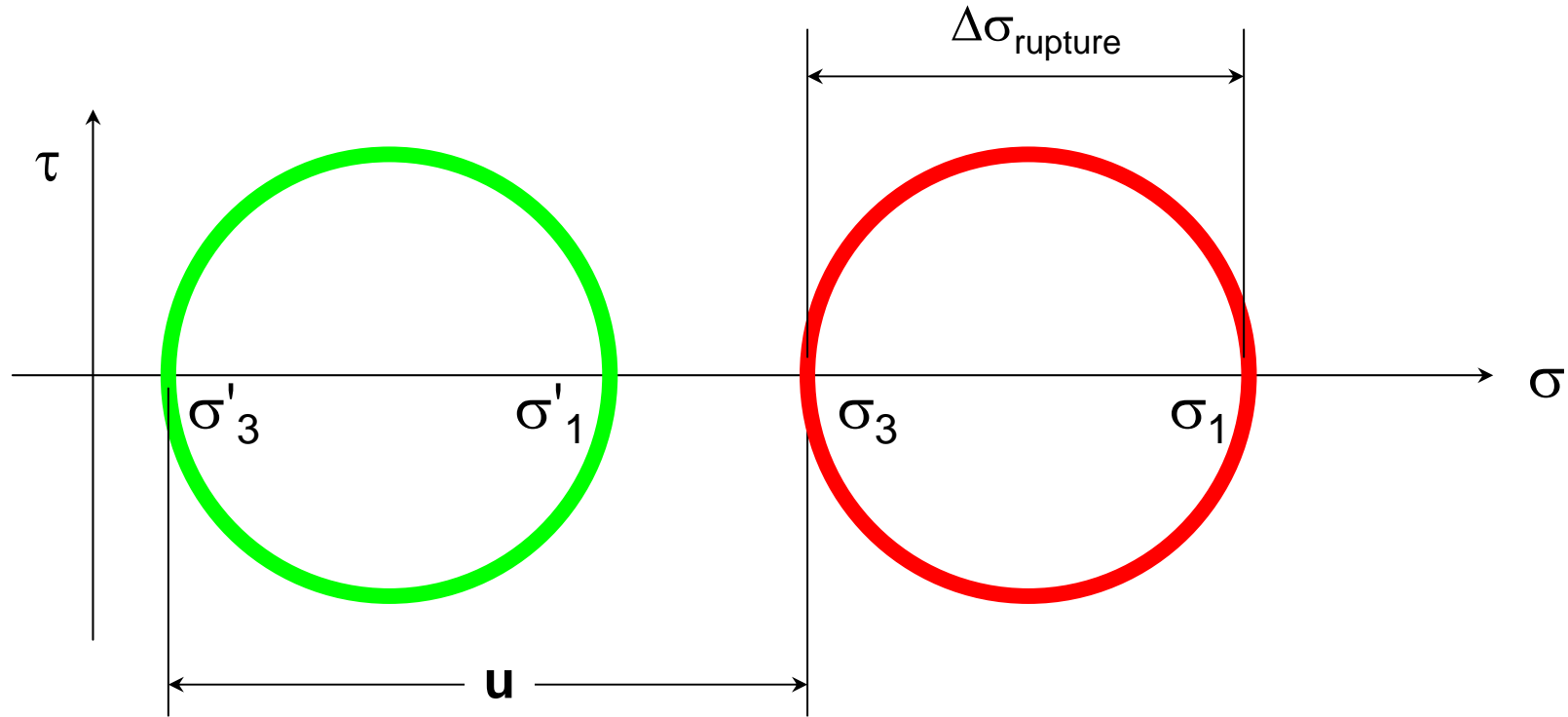
Pendant cisaillement  
(augmentation de la contrainte axiale)



Rupture



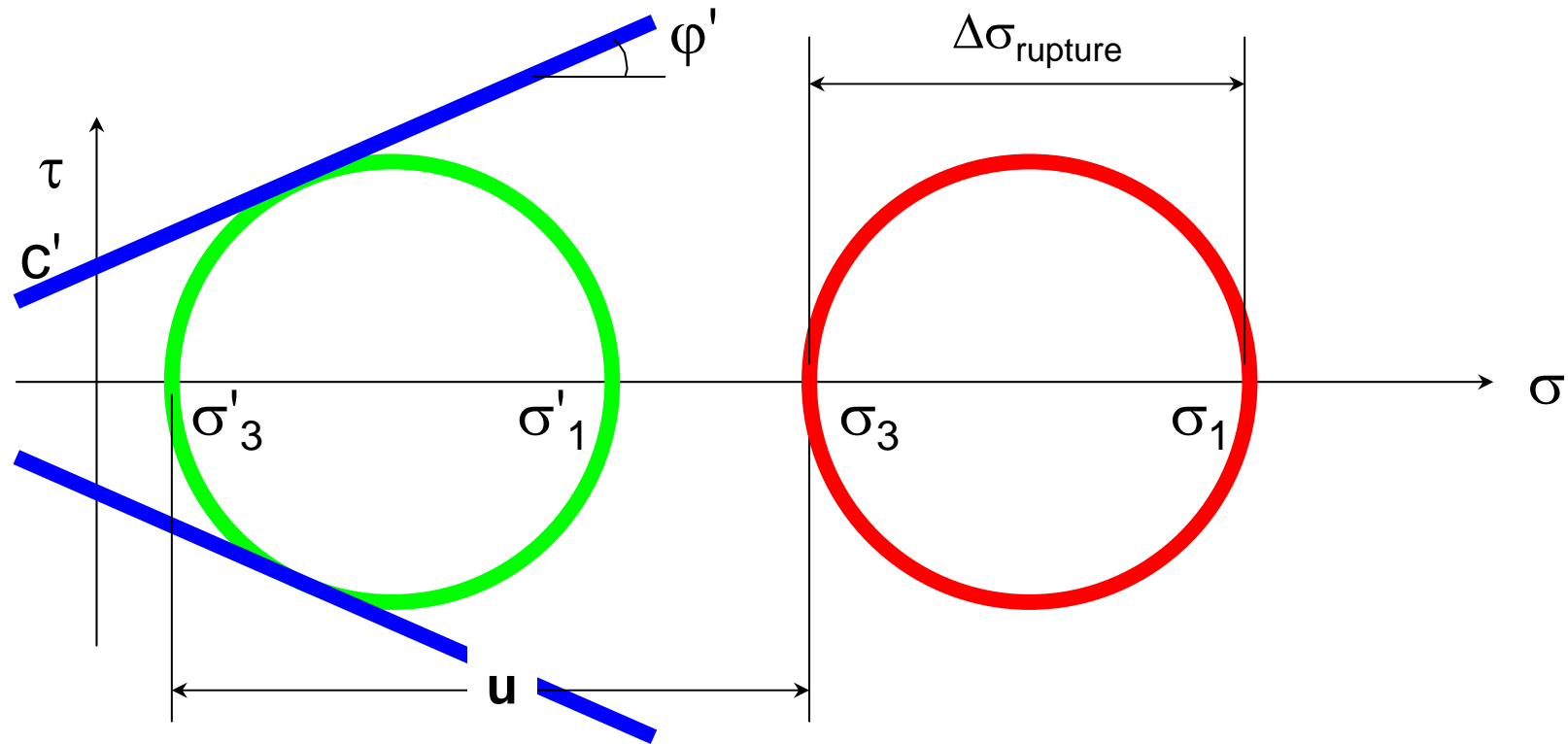
- état de contraintes à la rupture



- en contraintes totales ————  $\left| \begin{array}{l} \sigma_3 = \sigma_o \\ \sigma_1 = \sigma_o + \Delta\sigma_{\text{rupture}} = \sigma_o + (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}} \end{array} \right.$
- u est la nouvelle pression interstitielle du système (inconnue)
- en contraintes effectives ————  $\left| \begin{array}{l} \sigma'_3 = \sigma_3 - u \\ \sigma'_1 = \sigma_1 - u \\ \tau' = \tau \end{array} \right.$



- état de contraintes à la rupture

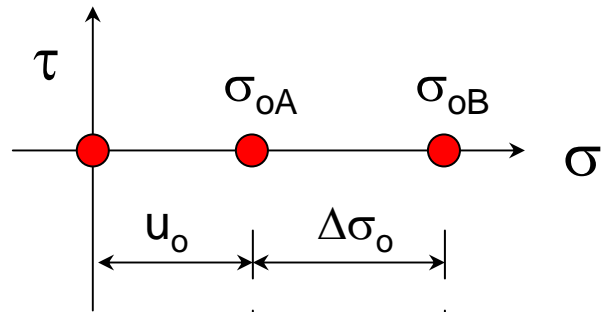


- le cercle de Mohr en contraintes effectives

*même diamètre que celui en contraintes totales  
tangent à la courbe intrinsèque vraie du squelette solide*

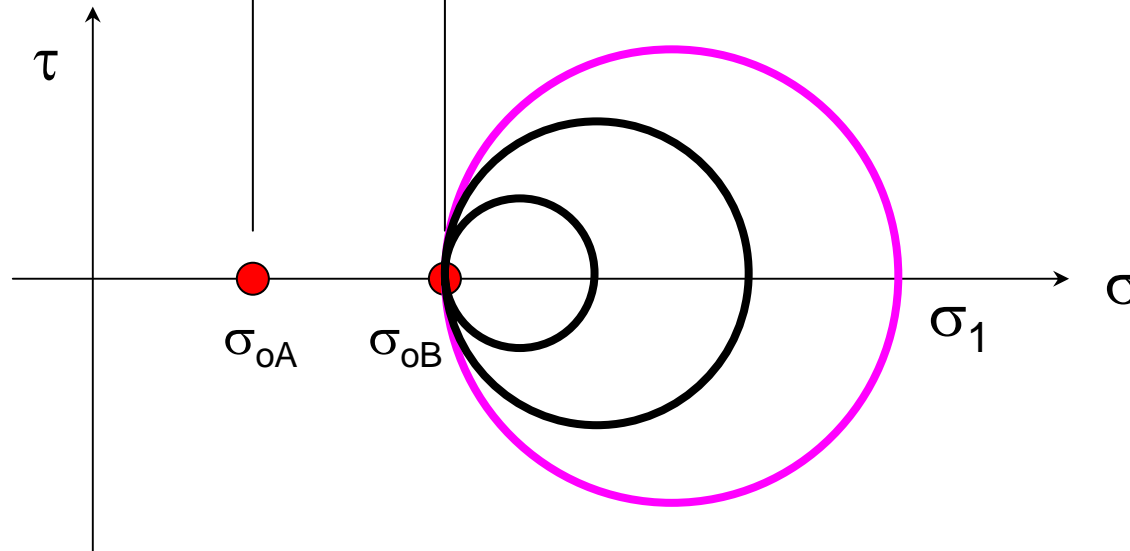
*↪ non déterminée par cet essai*

- réalisation d'un deuxième essai avec une pression de confinement supérieure



- de la même façon que précédemment la pression de confinement  $\sigma_{oB}$  est entièrement reprise par l'eau

↪ *accroissement de la pression interstitielle  $u_o + \Delta\sigma_o$*   
 ↓  
 $\Delta u$

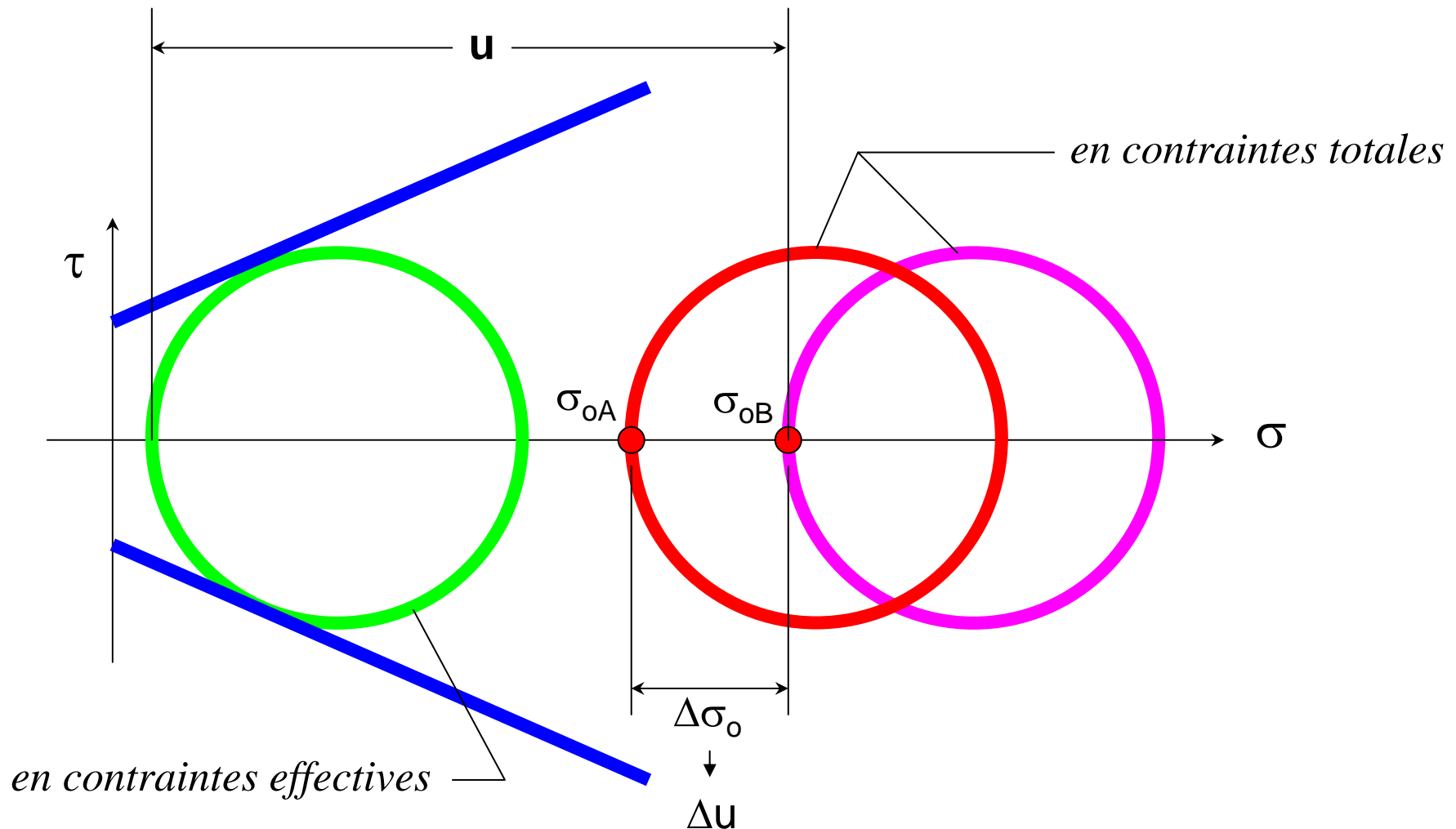


- l'augmentation du déviateur entraîne le même état effectif sur le squelette solide que lors du 1<sup>er</sup> essai



*rupture pour la même valeur de cisaillement (pcq pas de consolidation)*

- obtention d'un **cercle 2** décalé de  $\Delta\sigma_o$  par rapport au **cercle 1**
- ce **cercle 2** correspond au même **cercle 1'** en contraintes effectives

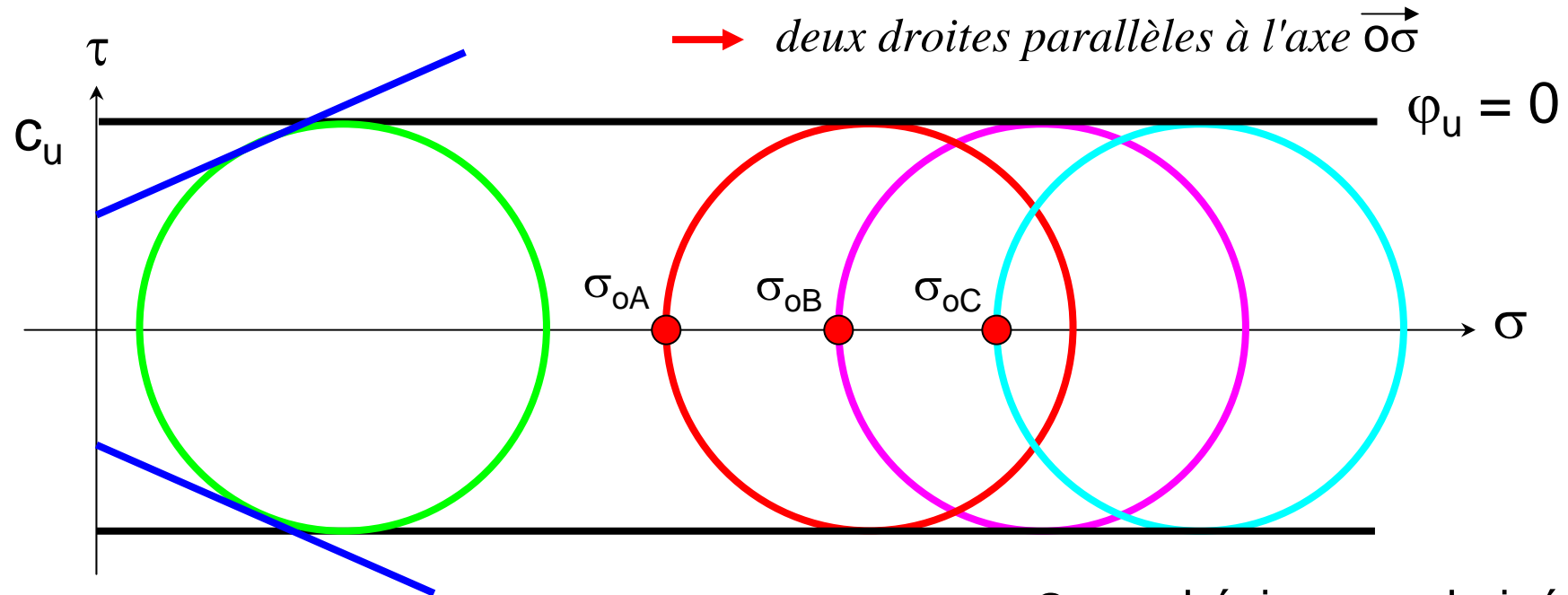


- Tous les essais UU avec différentes contraintes  $\sigma_o$

→ *un seul cercle en contraintes effectives*

- Enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales

→ *deux droites parallèles à l'axe  $\overrightarrow{O\sigma}$*



$C_u$  : cohésion non drainée

- Sol fin saturé en condition non drainée

→ *critère de rupture*  $\tau = C_u$

$$C_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

- $C_u$  n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol

→ *varie avec l'état de compacité du sol*

### 4.3.3 Essai C.U.

- Principe de l'essai

1- consolider l'échantillon à une contrainte  $\sigma_o = \sigma'_c$

→ modification de l'état du squelette solide      ↪ *orifice de drainage ouvert*

2- cisailer l'échantillon (augmentation du déviateur) sans drainage possible et en mesurant la pression interstitielle

↪ *orifice de drainage fermé*

→ obtention d'un essai en contraintes totales  
connaissant  $u \rightarrow$  calcul des contraintes effectives

- Objectifs de l'essai

- 1- calcul de la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction du degré de consolidation

Essai A

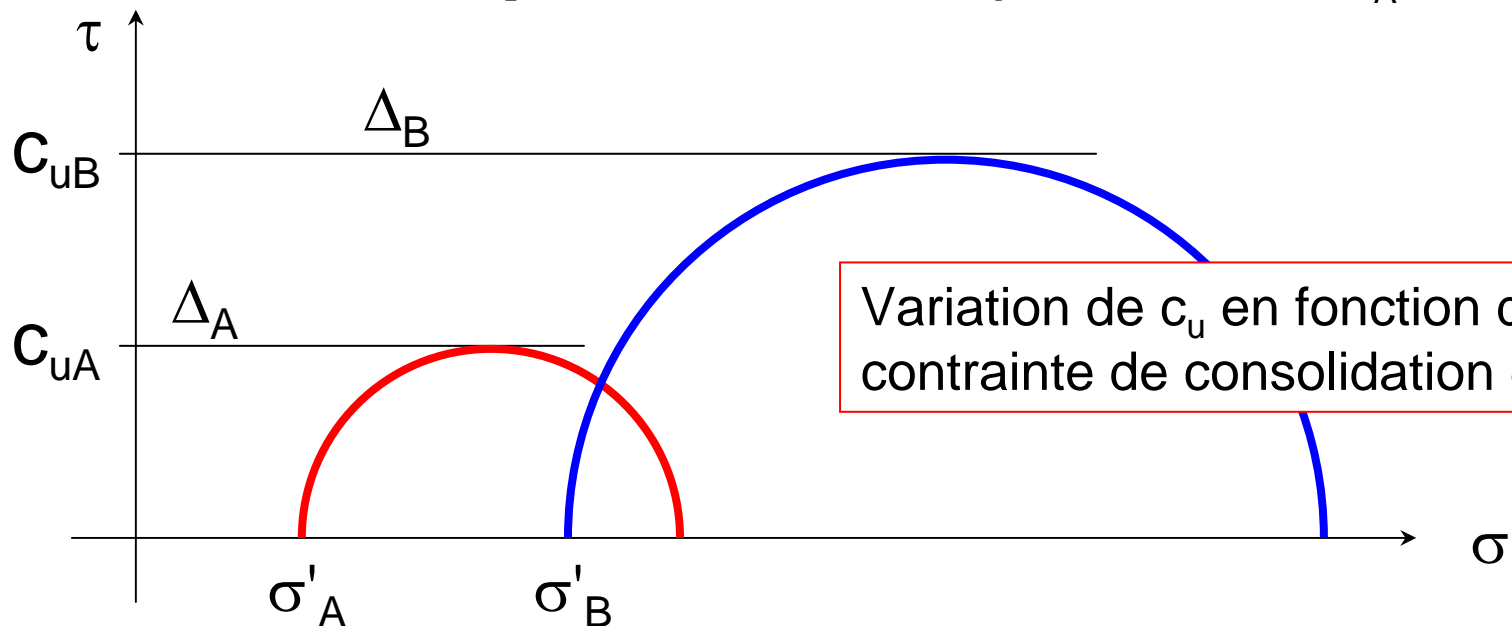
- sol consolidé sous la contrainte  $\sigma_o = \sigma'_A$
- réalisation de l'essai sans drainage

↪ *comportement sans drainage (U) → droite  $\Delta_A$*

Essai B

- sol consolidé sous la contrainte  $\sigma_o = \sigma'_B$
- réalisation de l'essai sans drainage

↪ *sol plus compact → rayon cercle B > rayon cercle A*  
*comportement sans drainage (U) → droite  $\Delta_A$*



- Objectifs de l'essai

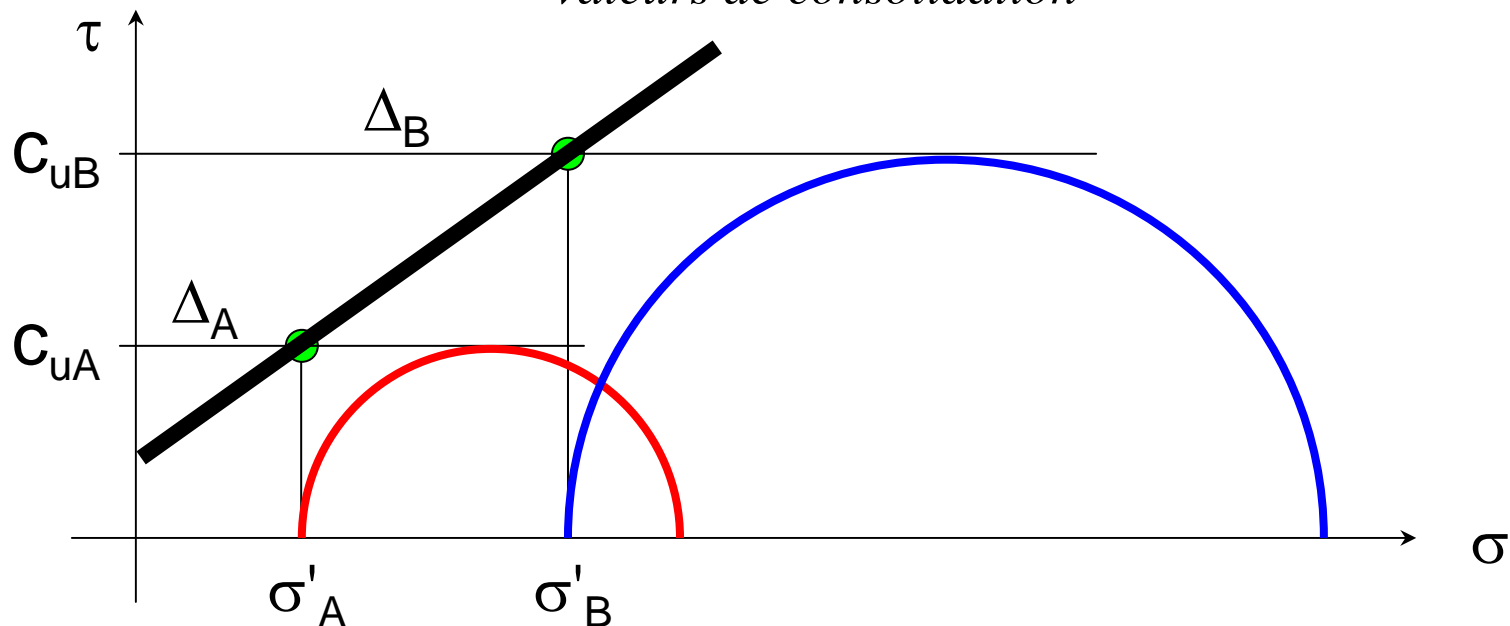
- 1- calcul de la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction du degré de consolidation

- variation de la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction de la contrainte effective de consolidation  $\sigma_o = \sigma'_c$

→ droite de pente  $\tan \lambda = \frac{\Delta c_u}{\Delta \sigma'}$

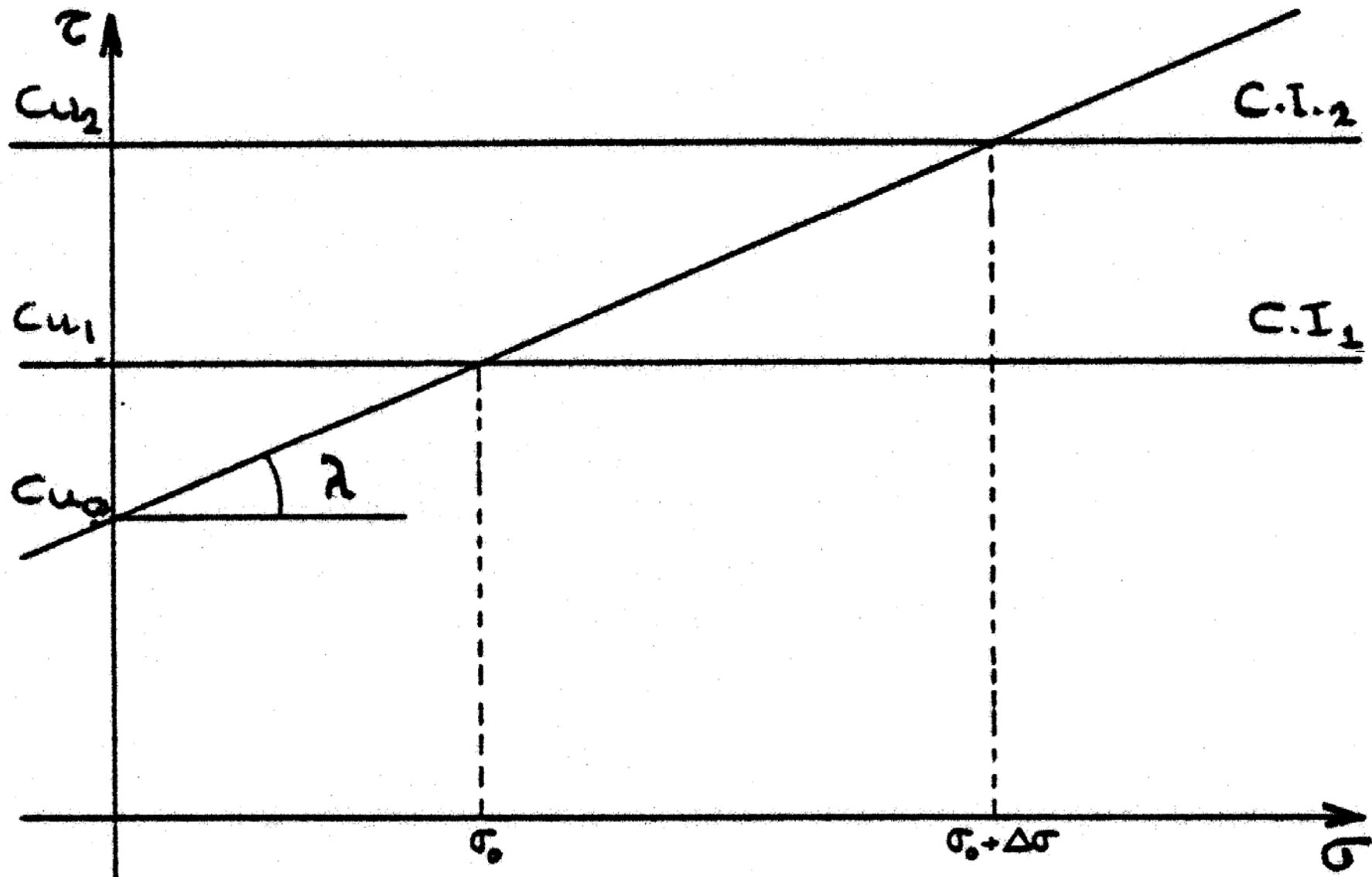
Ainsi  $c_u = c_{u_o} + \sigma_o \tan \lambda$   $\lambda$  : facteur d'augmentation de la cohésion

↪ la connaissance de  $\tan \lambda$  permet de calculer  $c_u$  pour différentes valeurs de consolidation



- Objectifs de l'essai

1- calcul de la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction du degré de consolidation





- Objectifs de l'essai

1- calcul de la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction du degré de consolidation

Exemple typique d'application

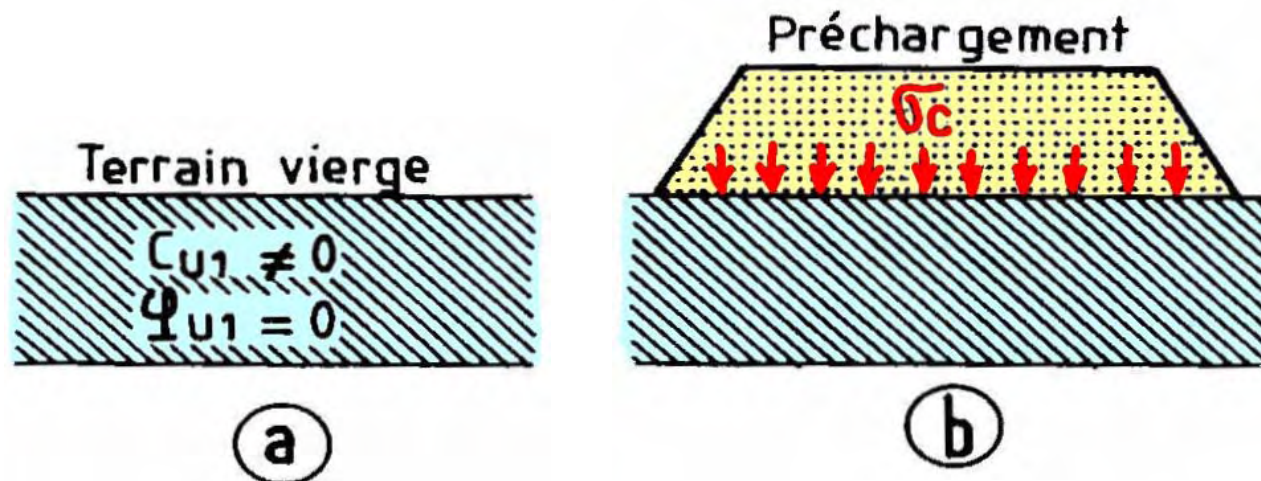
- Soit un sol compressible argileux saturé

(a) caractéristiques initiales du sol à court terme  $\rightarrow c_{u1} \neq 0$  et  $\varphi_u = 0$

$\hookrightarrow$  dépend de  $\sigma'_v$  du sol

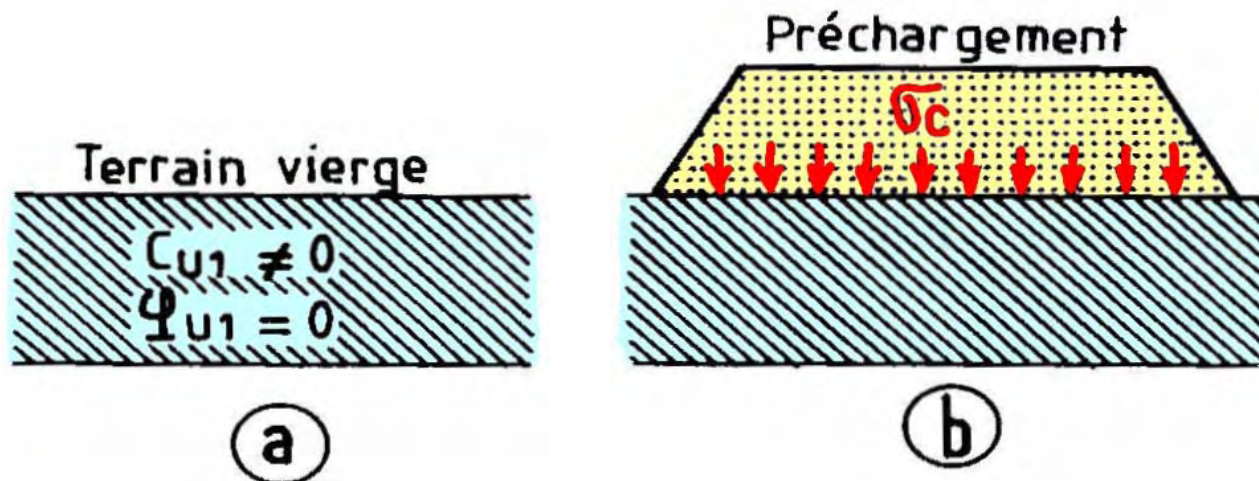
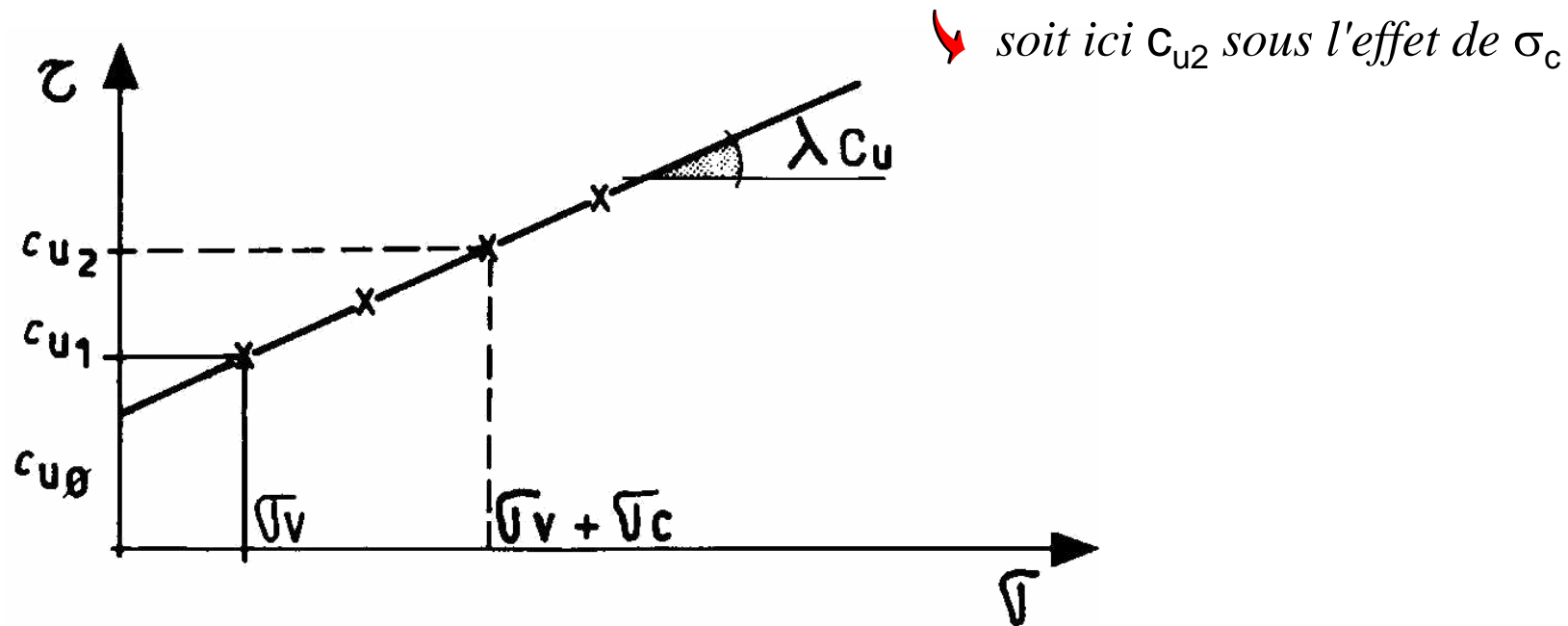
- Réalisation d'un préchargement sous une contrainte  $\sigma_c$  jusqu'à consolidation totale du sol

(b)  $\hookrightarrow \tau = \mathbf{C}_{u1} +$  *amélioration de la cohésion non drainée du sol ( $c_u$ ) sous l'effet de cette consolidation*



$\hookrightarrow$  un essai UU réalisé sur un prélèvement effectué après consolidation donnera une valeur plus élevée de  $c_u$  ( $c_{u2}$ )

- L'essai CU permet de mesurer l'augmentation de résistance (non drainée ou à court terme) du sol sous l'effet de la consolidation

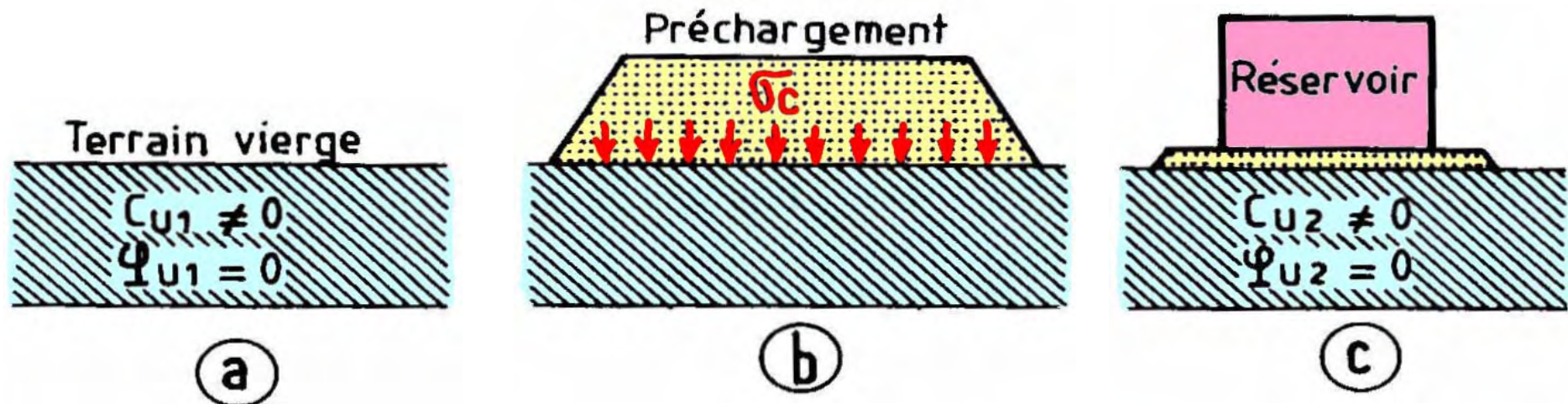


- Supposons qu'après enlèvement de la surcharge, un réservoir soit construit sur le sol préalablement consolidé par préchargement sous  $\sigma_c$

↪ *la stabilité à court terme de l'assise du réservoir doit être vérifiée avec  $C_{u2}$*

$$\tau = C_{u2}$$

- Même type d'exemple pour un remblai monté par étape

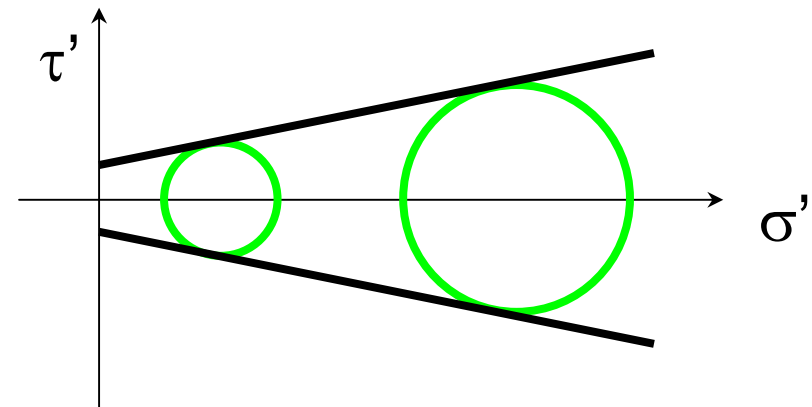
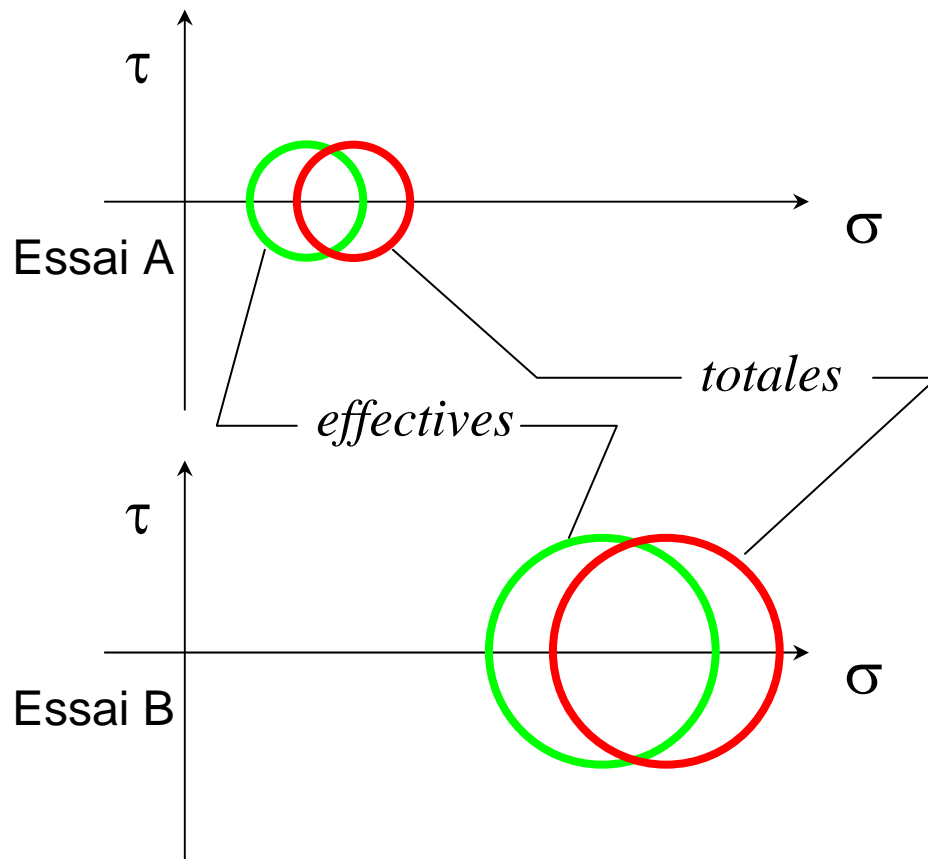


- Objectifs de l'essai

- 2- détermination de la courbe intrinsèque du sol

- la mesure de  $u$  permet de calculer les contraintes effectives pour chaque essai à différentes consolidations
    - on peut donc déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme ( $c'$  et  $\phi'$ )

→ *moins long que l'essai CD*





# Bilan des essais effectués au laboratoire et de leurs conditions de réalisation

Essai	Consolidation	Drainage	Mesure de $u$	Résultats	Type d'essai
Triaxial	UU non	non	non	$\varphi_{UU} ; c_{UU}$ ou $c_u (\varphi = 0)$	Non consolidé non drainé
	CU { oui oui	non	non	$\lambda_{cu} ; c_{u0}$	Consolidé non drainé
		non	oui	$\varphi' ; c'$ $\lambda_{cu} ; c_{u0}$	Consolidé non drainé avec mesure de $u$
	CD oui	oui	oui : $u = 0$	$\varphi' ; c'$	Consolidé drainé
Essai	Consolidation	Vitesse	$u$ non mesuré	Résultats	Type d'essai
Cisaillement	non	rapide		$\varphi_{UU} ; c_{UU}$ ou $c_u (\varphi = 0)$	Non consolidé rapide (*)
	oui	rapide		$\lambda_{cu} ; c_{u0}$	Consolidé rapide (*)
	oui	lente		$\varphi' ; c'$	Consolidé lent
(*) Essais non normalisé - Caractéristiques mesurées peu fiables.					

# 5- Remarques qualitatives

---

## 5.1 Notion de court terme et de long terme

## 5.2 Les paramètres intrinsèques $c'$ et $\varphi'$ , et $c_u$

*5.2.1 La cohésion  $c'$*

*5.2.2 L'angle de frottement  $\varphi'$*

*5.2.3 La résistance au cisaillement non drainée  $c_u$*

1. Rupture des  
sols

2. Rappels  
contraintes

3. Cercle de  
Mohr

4. Mesure au  
laboratoire

5. Remarques  
qualitatives

## 5.1 Notion de court terme et de long terme

---

- |               |  |  |  |
|---------------|--|--|--|
| • Court terme |  | <ul style="list-style-type: none"><li>- <i>phase initiale, de chantier</i></li><li>- <i>sollicitations sans drainage</i></li></ul> | Sols fins<br>↪ $c_u$                             |
| • Long terme  |  | <ul style="list-style-type: none"><li>- <i>phase finale</i></li><li>- <i>sollicitations avec drainage</i></li></ul>                | Sols fins et sols grenus<br>↪ $c'$ et $\varphi'$ |

Exemple d'application : page suivante

Soit un terrain argileux, donc très peu perméable, sur lequel est prévue la construction d'un immeuble transmettant au sol une charge  $Q$ . La vitesse de construction peut être considérée comme très grande (vitesse de chargement) par rapport à celle de drainage du sol.

La justification de la stabilité des fondations vis-à-vis de la rupture en fin de construction se fera en utilisant les caractéristiques non consolidées non drainées  $\phi_u$  et  $c_u$  ( $\phi_u = 0$ ), appelées souvent caractéristiques à *court terme*.

Sous la charge  $Q$ , le sol de fondation se consolidera jusqu'à ce que les pressions interstitielles reviennent à leurs valeurs initiales (consolidation primaire). Une fois la consolidation primaire finie, il convient d'adopter les caractéristiques  $\phi'$  et  $c'$  appelées encore caractéristiques à *long terme*, pour vérifier la stabilité des fondations.

Au fur et à mesure que des pressions interstitielles induites par  $Q$  se dissipent, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture évolue progressivement de la valeur à court terme vers la valeur à long terme.

Si le bâtiment est construit sur un sable perméable, le drainage est rapide ; la consolidation primaire se fait en cours de construction et la capacité portante des fondations sera calculée à l'aide de  $\phi'$  et  $c'$ .

Pour la justification des fondations soumises à une charge verticale, le court terme est la situation la plus défavorable. Cependant, cette règle ne doit pas être généralisée. En effet, de nombreux ouvrages (soutènement, talus, etc.) doivent être justifiés à court et à long terme.



## 5.2 Les paramètres intrinsèques $c'$ et $\phi'$ , et $c_u$

---

### 5.2.1 La cohésion $c'$

- résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle
  - ↪ *résistance propre de la structure (liaisons physico-chimiques)*
- sols grenus :  $c' = 0$
- sols fins : NC  $\rightarrow c' \approx 0$

### 5.2.2 L'angle de frottement $\phi'$

- glissement grain sur grain
- sols grenus : dépend de l'état de compacité du sol
- sols fins : variable en fonction de la nature minéralogique des grains

### 5.2.3 La résistance au cisaillement non drainée $c_u$

- pas une caractéristique intrinsèque
- régime non drainé
- dépend de l'état de consolidation du matériau

# Ordre de grandeur des caractéristiques mécaniques

- Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques

Cohésion :  $c' = 0$

Angle de frottement interne :

Enrochements :  $\varphi' = 40 - 45^\circ$

Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée :  $\varphi' = 30 - 35^\circ$  voire  $40^\circ$

Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique :  $\varphi' = 20 - 30^\circ$

- Argile saturée

Le drainage s'effectue lentement.

Cohésion :  $c_u =$  quelques dizaines à quelques centaines de kPa

$c'$  : négligeable

Angle de frottement interne :  $\varphi_u = 0$

$\varphi'$  :  $10 - 20^\circ$ , quelquefois plus

- Argile humide non saturée

Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.

Cohésion :  $c_u$  et  $c'$  : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa

Angle de frottement interne :  $\varphi_u$  et  $\varphi'$  : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus

- Argile sèche (  $S_r < 0,7$  )

Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé

Cohésion :  $c_u = c'$  : quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification)

Angle de frottement interne :  $\varphi_u = \varphi'$  : supérieur à  $10^\circ$

### Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\varphi' = 36^\circ + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	$\varphi'_1$	-6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0,4$ moyen : $I_D = 0,6$ serré : $I_D = 0,9$
Forme et rugosité des grains	$\varphi'_2$	+1° 0° -3° -5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	$\varphi'_3$	0° +1° +2°	sable fin $0,06 \text{ mm} < D_{10} < 0,2 \text{ mm}$ gravier $0,6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ gros gravier $D_{10} > 2 \text{ mm}$
Répartition granulaire	$\varphi'_4$	-3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \leq 5$